



TAMPEREEN TEKNILLINEN YLIOPISTO  
TAMPERE UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

MILLA RANTA  
MAANTIESILTOJEN JÄLJELLÄ OLEVAN KÄYTTÖIÄN ARVIOIMI-  
NEN SIMULOINNIN AVULLA

Diplomityö

## TIIVISTELMÄ

**MILLA RANTA:** Maantiesiltojen jäljellä olevan käyttöiän arvioiminen simuloinnin avulla

Tampereen teknillinen yliopisto

Diplomityö, 126 sivua, 47 liitesivua

Marraskuu 2017

Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma

Pääaine: Rakennustuotanto

Tarkastaja: professori Anssi Laaksonen

Avainsanat: väsyminen, simulointi, ekvivalentti jännitys, liikennekuorma, suunnittelukuorma, sillat, käyttöikä

Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin teräksen väsymistä ja sitä, voiko väsyminen lyhentää maantiesiltojen suunniteltua käyttöikää. Tutkimuksessa suoritettiin kaksi toisistaan riippumatonta tarkastelua. Näistä ensimmäisen tavoitteena oli tarkastella, miten eri tekijät, kuten jännemitta tai hyötyleveys vaikuttaa kuormien poikkisuuntaiseen jakautumiseen sillalla. Tämä tarkastelu tehtiin kuvitteellisilla betoni- ja liittopalkkisilloilla sekä laattasilloilla. Työn toisena osuutena suoritettiin väsymistarkastelu kolmelle todelliselle siltakohteelle simuloinnin avulla. Lisäksi arvioitiin todellisille silloille standardin SFS-EN 1991-2 mukaisista suunnittelu-kuormakaaviosta LM1 sekä väsytyskuormakaavioista FLM1 ja FLM3 aiheutuvia rasituksia.

Todellisten siltakohteiden väsymistarkastelua varten silloille luotiin todellista liikennettä mukaileva simuloitu liikennevirta. Simulointia varten määriteltiin kaksi liikenneluokkaa, joissa raskaiden ajoneuvojen kaistakohtaiset määrät sekä ajoneuvojen kohtaamisen todennäköisyydet vaihtelivat. Liikenneluokassa 1 raskaiden ajoneuvojen kaistakohtainen liikennemäärä oli 500 000 yksikköä vuodessa, ja liikenneluokassa 2 vastaava luku oli 150 000 yksikköä. Simulointiohjelma poimi tiedot sillan odotetun käyttöiän aikana tapahtuvasta vaihtuvamplitudisesta jännitysvaihtelusta ja arvioi sitä ekvivalenttista jännitysvaihtelua, joka vastaa koko jännityshistorian aikana tapahtunutta väsymisvauriota sillassa. Tätä ekvivalenttista jännitysvaihtelua verrattiin kunkin sillan tarkastelupisteiden väsymiskestävyyksiin ja arvioitiin siten rakenteen väsymiskestävyyttä. Lisäksi jännitysvaihtelun ekvivalenttiarvoa verrattiin suunnittelu- ja väsytyskuormakaavioista aiheutuviin rasituksiin.

Tutkimustulosten perusteella väsyminen aiheuttaa merkittävämpää vauriota teräs- kuin teräsbetonirakenteissa. Teräs- ja liittorakenteisten siltojen suunnittelussa tulisi kiinnittää huomiota siihen, ettei väsymisen kannalta kriittisimpiä detailleja sijoiteta sillan rasitetuimpiin pisteisiin. Betoniterästen hitsaukset ja jatkoskappaleet eivät sovellu betonisiltoihin, joissa merkittävä osa terästen rasituksista aiheutuu liikennekuormasta. Lisäksi liikennemäärän vähentyessä väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset eivät pienene samassa suhteessa kuin mitä todellisesta liikenteestä aiheutuvat rasitukset pienenevät. Tulosten perusteella väsytyskuormakaavioon liittyvä, liikenteen määrän huomioiva vaurioeroin voisi etenkin rakenneteräksen osalta kaivata päivitystä.

## ABSTRACT

**MILLA RANTA:** Evaluating the residual lifetime of road bridges through simulation

Tampere University of Technology

Master of Science Thesis, 126 pages, 47 Appendix pages

November 2017

Master's Degree Programme in Civil Engineering

Major: Construction production

Examiner: Professor Anssi Laaksonen

Keywords: fatigue, simulation, equivalent stress, traffic load, design load, bridges, lifetime

The main focus in this study was to investigate fatigue of steel and estimate whether fatigue may shorten the design lifetime of road bridges. Two independent studies were conducted in this thesis. The aim of the first study was to study the transverse distribution of loads on the bridge and also to examine, how different factors, such as the span or the useful width, affect the distribution of loads. This part of study was made with imaginary concrete beam bridges, composite girder bridges and slab bridges. The aim of the second part of this study was to examine the fatigue resistance of three existing bridges by simulation. In addition, these real bridges were loaded by the design loadmodel LM1 and fatigue loadmodels FLM1 and FLM3.

The stresses on real bridges were estimated by a simulation of the traffic flow. For the simulation, two different traffic classes were defined. In class 1 the heavy traffic per lane was 500 000 units per year. In class 2 the heavy traffic per lane was 150 000 units per year. The probability of having an individual car or a queue of cars meeting the oncoming car or an oncoming queue of cars varied depending on the traffic class. The simulation program created a traffic flow, which caused the variable-amplitude stress fluctuation to the bridges. The simulation program defined the equivalent stress variation having the same resistance against fatigue failure as the varying stress cycles. This equivalent stress variation was compared to the fatigue resistance of the various details of the bridges. Thus, the fatigue resistance of the structure was estimated. In addition, the equivalent stress variation was compared with the stress variations of design and fatigue loads.

Based on the results of the research, fatigue causes more serious damages to steel structures than reinforced concrete structures. Design of steel structures and composite bridges should pay special attention to detail design. The most critical details of fatigue should not be placed at locations subject to high stress fluctuations. Welded concrete steel rods and extruders are not suitable for concrete bridges where a significant part of the stresses results from the traffic load. In addition, the results show that when the volume of traffic is reduced the stresses caused by the fatigue load FLM3 do not decrease in the same proportions as the stresses caused by actual traffic. On this basis the  $\lambda$ -factor associated with fatigue load might need updating, especially for structural steel.

## ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty Tampereen teknillisen yliopiston Rakennustekniikan laitokselle. Työ on tehty Destia Oy:n sillansuunnitteluyksikössä. Työn tilaajana on Liikennevirasto ja työn rahoituksesta vastasivat Liikennevirasto sekä Destia Oy.

Diplomityön tarkastajana on toiminut professori Anssi Laaksonen Tampereen teknilliseltä yliopistolta. Liikennevirastosta diplomityön ohjausryhmään kuuluivat DI Heikki Lilja, TkL Timo Tirkkonen ja DI Heini Raunio. Diplomityön ohjaajina ovat toimineet myös TkL Torsten Lunabba ja DI Kimmo Julku Destia Oy:n sillansuunnittelusta. Haluan kiittää kaikkia edellä mainittuja työni mahdollistamisesta sekä neuvoista ja kommentista työn eri vaiheissa.

Tampereella, 1.11.2017

Milla Ranta

## SISÄLLYSLUETTELO

1.	JOHDANTO .....	1
1.1	Tutkimuksen lähtökohdat.....	1
1.2	Tutkimuksen rajaukset .....	2
1.3	Tutkimuksen tavoitteet.....	3
1.4	Tutkimuksen suoritus.....	3
2.	LÄHTÖKOHDAT .....	5
2.1	Tiesiltojen määrät .....	5
2.1.1	Suunnittelukuormittain.....	5
2.1.2	Rakentamisajankohdittain .....	8
2.2	Taitorakenteiden korjausvelka .....	10
2.3	Rakenteiden väsyminen .....	11
2.3.1	Väsyminen eurokoodin mukaan .....	12
2.3.2	Wöhler-käyrät.....	13
2.3.3	Vesisäiliömenetelmä .....	16
2.4	Suunnittelukuormakaavio LM1 .....	16
2.5	Väsytyskuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 vertailu .....	17
2.5.1	Väsytyskuormakaavio FLM1 .....	17
2.5.2	Väsytyskuormakaavio FLM3 .....	18
2.5.3	Väsytyskuormakaaviot teräsbetonisilloilla.....	19
2.5.4	Väsytyskuormakaaviot terässilloilla .....	23
3.	LASKENNAN KULKU.....	27
3.1	Kaistojen sijoittuminen .....	27
3.2	Teoreettisten siltakohteiden tarkastelu.....	28
3.2.1	Laskentamenetelmä.....	34
3.2.2	Rasitusten jakautuminen kaksiaukkoisille teräs- ja betonisilloille .....	37
3.3	Todellisten siltakohteiden tarkastelu .....	39
4.	LIIKENTEEN SIMULOINTI.....	40
4.1	Yleistä .....	40
4.2	Tutkittavat tapaukset.....	40
4.3	Simulaation kulku.....	41
4.4	Dynaaminen suurennuskerroin.....	44
5.	TODELLISET KOHTEET .....	46
5.1	Vähäjoen silta .....	46
5.1.1	Tarkasteltavat detaljit .....	49
5.1.2	Liikenteen simulointi .....	51
5.1.3	Väsymistarkastelu .....	52
5.2	Melttusen silta .....	55
5.2.1	Tarkasteltavat detaljit .....	61
5.2.2	Liikenteen simulointi .....	63

5.2.3	Väsymistarkastelu .....	63
5.3	Liisanniemensilta .....	67
5.3.1	Tarkasteltavat detaljit .....	76
5.3.2	Liikenteen simulointi .....	79
5.3.3	Väsymistarkastelu .....	79
6.	TULOKSET .....	80
6.1	Rasitusten jakautuminen palkeille betoni- ja liittopalkkisilloilla .....	80
6.1.1	Hyötyleveyden vaikutus .....	82
6.1.2	Vääntöjäykkyyden vaikutus .....	83
6.2	Rasitusten jakautuminen laattasillalle .....	84
6.3	Todelliset kohteet .....	85
6.3.1	Vähäjoen silta .....	86
6.3.2	Melttusen silta .....	94
6.3.3	Liisanniemensilta .....	106
6.4	Simuloitujen tulosten herkkyystarkastelu .....	119
7.	JOHTOPÄÄTÖKSET .....	122
7.1	Väsytyskuormakaaviot FLM1 ja FLM3 .....	122
7.2	Rakenne- ja betoniteräksen väsyminen .....	123
7.2.1	Rakenneteräksen väsyminen .....	123
7.2.2	Betoniterästen väsyminen .....	124
7.3	Jatkotoimenpiteet .....	125
8.	LÄHDELUETTELO .....	127

## LIITTEET:

LIITE 1. INFLUENSSIVIIVAT

LIITE 2. TEOREETTISTEN SILTAKOhteiden tarkastelu

LIITE 3. Vähäjoen sillan detaljien väsymistarkastelu

LIITE 4. Melttusen sillan detaljien väsymistarkastelu

LIITE 5. Liisanniemensillan detaljien väsymistarkastelu

LIITE 6. Herkkyystarkastelu

## LYHENTEET JA MERKINNÄT

$A_f$	Teräspalkin pienemmän paarteen poikkileikkausala
$A_s$	Tarkasteltavan raudoituksen poikkileikkausala
$A_w$	Teräspalkin uuman poikkileikkausala
$B$	Sillan pilarien/palkkien väli sillan poikkisuunnassa mitattuna
$b$	Tarkasteltavan poikkileikkauksen leveys
$b_0$	Liittorakenteen pääpalkin ulommaisten leikkausliitinten keskiöiden välinen etäisyys
$b_{eff}$	Tehollinen leveys
$b_i$	Etäisyys ulommaisesta leikkausliitimestä pisteeseen, joka on vierekkäisten uumien puolivälissä tai vastaava etäisyys kansilaatan vapaaseen reunaan
$b_{sls}$	Leveys, jolle tukimomentin oletetaan laattasillalla jakautuvan
$b_t$	Betonipalkkisillan laipan todellinen leveys
$b_w$	Betonipalkin uuman leveys laipan alapinnan korkeudella
$D$	Pyöreän pilarin tai laakerin halkaisija
$d$	Laattasillan poikkileikkauksen tehollinen korkeus pituussuunnassa
$E_{cm}$	Betonin kimmokerroin
$E_s$	Rakenneteräksen kimmokerroin
$e_{0i}$	Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti
FLM1	Standardin EN 1991-2 mukainen väsytkuormakaavio 1
FLM3	Standardin EN 1991-2 mukainen väsytkuormakaavio 3
$f_y$	Teräksen lujuus
$h$	Tarkasteltavan teräs- tai teräsbetonirakenteen rakennekorkeus
HL	Sillan hyötyleveys
$h_w$	Teräspalkin uuman korkeus
$inf$	Influenssiarvo
$I_y$	Liittopoikkileikkauksen neliömomentti
$k_1$	Betoniteräksen S-N-käyrän kulmakerroin, kun $\sum N_{Ri} < N^*$
$k_2$	Betoniteräksen S-N-käyrän kulmakerroin, kun $\sum N_{Ri} > N^*$
$K1_s$	Kuormanjakoluku, joka kertoo, kuinka suuri osa suunnittelukaistan 1s kuormasta siirtyy tarkasteltavalle palkille/tuelle.
$K2_s$	Kuormanjakoluku, joka kertoo, kuinka suuri osa suunnittelukaistan 2s kuormasta siirtyy tarkasteltavalle palkille/tuelle.
$K1_t$	Kuormanjakoluku, joka kertoo, kuinka suuri osa todellisen kaistan 1t kuormasta siirtyy tarkasteltavalle palkille/tuelle.
$K2_t$	Kuormanjakoluku, joka kertoo, kuinka suuri osa todellisen kaistan 2t kuormasta siirtyy tarkasteltavalle palkille/tuelle.
$k_s$	Koon vaikutuksen huomioiva kerroin $L$ Sillan jännemitta
$L_1$	Sillan ensimmäisen aukon jännemitta

$L_2$	Sillan toisen aukon jännemitta
LL1	Liikenneluokka 1
LL2	Liikenneluokka 2
$L_e$	Likimäärin taivutusmomentin nollakohtien välinen etäisyys liitto-poikkileikkauksen kansilaatan tehollisen leveyden määrittelyssä
LM1	Standardin EN 1991-2 mukainen liikennekuormakaavio 1
$m$	Rakenneteräksen S-N-käyrän kulmakerroin. $m=3$ , kun $\sum N_{Ri} \leq 5 \cdot 10^6$ ja $m=5$ , kun $5 \cdot 10^6 < \sum N_{Ri} < 1 \cdot 10^8$ .
$N^*$	Rakenteen väsymislujuutta vastaava syklimäärä
$N_{obs}$	Raskaiden ajoneuvojen vuosittainen, kaistakohtainen määrä
$N_{Ri}$	Tiettyä rasitusvaihtelua vastaava syklien lukumäärä
$N_{years}$	Sillan suunniteltu käyttöikä
$Q_{ik}$	Akselikuorma
$q_{ik}$	Tasainen kuorma
$\Delta R_{Ekv,1}$	Simuloidun liikenteen aiheuttama ekvivalentti rasitusvaihtelu, kun $\sum N_{Ri} \leq N^*$ . Rakenneteräkselle $N^* = 5 \cdot 10^6$ .
$\Delta R_{Ekv}$	Simuloidun liikenteen aiheuttama ekvivalentti rasitusvaihtelu, kun $\sum N_{Ri} > N^*$ . Rakenneteräkselle $N^* = 5 \cdot 10^6$ .
$R_{inf}$	Yksittäisen akselin aiheuttama rasitus tarkastelupisteessä
$\Delta R_{LM1}$	Suunnittelukuormasta LM1 aiheutuva rasitusvaihtelu
$R_{max,1}$	Tarkasteltavalta kuormakaistalta palkille 1 aiheutuva rasitus
$R_{max,2}$	Tarkasteltavalta kuormakaistalta palkille 2 aiheutuva rasitus
$\Delta R_{Ri}$	Yksittäisen syklin aikana tapahtuva rasitusvaihtelu
$t$	Tarkasteltavan teräsrakenneyksityiskohdan paksuus
$t_w$	Teräspalkin uuman paksuus
$x$	Puristusvyöhykkeen korkeus betoniterästen taivutuksesta aiheutuvien jännitysten laskennassa
$y_i$	Tarkasteltavan pisteen etäisyys poikkileikkauksen neutraaliakselista
$\alpha$	Liittorakenteen materiaalien kimmokerroinsuhde
$\gamma_{Ff}$	Ekvivalenttien vakioamplitudisten jännitysvaihteluvälien $\Delta \sigma_E$ ja $\Delta \tau_E$ osavarmuusluku rakenneteräksellä
$\gamma_{F,fat}$	Väsytyskuormien osavarmuusluku betoniteräksellä
$\gamma_{Mf}$	Rakenneteräksen väsymislujuuksien $\Delta \sigma_C$ ja $\Delta \tau_C$ osavarmuusluku
$\gamma_{S,fat}$	Väsytyskuormitettujen betoni- ja jänneterästen osavarmuusluku
$\lambda$	Ekvivalentti korjauskerroin rakenneteräkselle
$\lambda_1$	Liikenteen aiheuttama vauriovaikutuskerroin rakenneteräksellä
$\lambda_2$	Liikennemäärän huomioiva kerroin rakenneteräksellä
$\lambda_3$	Sillan suunnitellun käyttöiän huomioiva kerroin rakenneteräksellä
$\lambda_4$	Muilla kaistoilla olevan liikenteen huomioiva kerroin rakenneteräksellä



$\lambda_{\max}$	Vauriokertoimen suurin arvo rakenneteräksellä
$\lambda_s$	Ekvivalentti korjauskerroin betoniteräkselle
$\lambda_{s,1}$	Rakenneosan tyypin ja liikenteen vaikutuksen huomioiva kerroin betoniteräksellä
$\lambda_{s,2}$	Liikennemäärän huomioiva kerroin betoniteräksellä
$\lambda_{s,3}$	Sillan suunnitellun käyttöiän huomioiva kerroin betoniteräksellä
$\lambda_{s,4}$	Muilla kaistoilla olevan liikenteen huomioiva kerroin betoniteräksellä
$\Delta\sigma_{\text{ekv}}, \Delta\tau_{\text{ekv}}$	Ekvivalentti vakioamplitudinen jännitysvaihteluväli
$\Delta\sigma_c, \Delta\tau_c$	Rakenneteräksen väsymisluokkaa vastaava väsymislujuus
$\Delta\sigma_{c,\text{red}}$	Kertoimella $k_s$ kerrottu rakenneteräksen väsymislujuus
$\Delta\sigma_D$	Rakenneteräksen vakioamplitudinen väsymisraja
$\Delta\sigma_L, \Delta\tau_L$	Rakenneteräksen alempi väsymisraja
$\Delta\sigma_{\text{Rsk}}$	Betoni- ja jänneterästen $N^*$ sykliä vastaava jännitysvaihtelu
$\varphi_{\text{fat}}$	Vaurion suhteen ekvivalentti sysäyskerroin
$\rho$	Teräsbetonin geometrinen raudoitussuhde

## TERMIT JA MÄÄRITELMÄT

Ajokaista	Ajokaista on tiemerkinnoin osoitettu tai muuten ajoneuvolle riittävän leveä ajoradan pituussuuntainen osa [21].
Ajoneuvojakauma	Ilmoittaa erilaisten ajoneuvotyyppien suhteelliset osuudet kokonaisliikennemäärästä.
Ajoneuvojono	Ajoneuvojono on peräkkäisistä, riittävän lähellä toisistaan kulkevista ajoneuvoista koostuva muodostelma.
Akselijono	Akselijono on ajoneuvojonon peräkkäisten ajoneuvojen akseleista koostuva jono.
Akseliryhmä	Akseliryhmällä tarkoitetaan akseleita, jotka ovat telin osia. Kahden akselin ryhmää kutsutaan kaksiakseliseksi teliksi.
Arinamalli	Laattapalkkisillasta luotava malli, jossa laatta kuvataan poikittaisina laattakaistoina.
Asetuksen mukainen ajoneuvo	Ajoneuvo, joka ei ylitä ajoneuvoasetuksessa määriteltyjä mitta- ja massarajoja.
Dynaaminen suurennuskerroin	Liikennekuorman dynaamisen vaikutuksen huomioiva kerroin [22].
Ekvivalentti jännitysvaihteluväli	Jännitysvaihteluväli, joka aiheuttaa samaan väsymisvaurion, kuin jännitysvaihtelun kertymän mitoitusarvo syklien lukumäärän ollessa $2 \cdot 10^6$ .
Ekvivalentti vauriokerroin	Kerroin, jolla väsytyskuormakaaviosta FLM3 saatu jännitysvaihteluväli korjataan todellisten liikenneolosuhteiden mukaiseksi.
Erikoiskuljetusajoneuvo	Ajoneuvo, joka ylittää ainakin yhden tiellä yleisesti sallitun mitan tai massarajan (erikoiskuljetus) [1].

HCT-ajoneuvo	High Capacity Transport. Normaalia pidempi tai raskaampi ajoneuvoyhdistelmä, jota ei kuitenkaan pidetä erikoiskuljetuksena, mutta joka saa liikkua vain tietyillä reiteillä.
Influenssiarvo	Arvo, jota voidaan käyttää kertoimena määriteltessä tiettyyn pisteeseen aiheutuvia rasituksia kuorman sijaitessa tietyssä influenssipisteessä.
Jännityshistoria	Laskelma jännityksen vaihtelusta rakenteessa tiettyinä ajanjaksona.
Jännitysvaihteluväli	Kahden äärimmäisen yksittäisen jännitysjakson arvojen välinen ero.
Jännitysvaihteluvälien kertymä	Kaikkien erisuuruisten jännitysvaihteluvälien esiintymisten lukumääriä kuvaava histogrammi.
Kuormakaista	Kaista, jolle sijoitetaan siltojen mitoituksessa käytettävät kuormakaaviot. Tässä kuormakais-toille käytetään merkintöjä 1s, 2s, 1t ja 2t, joissa merkintä ”s” tarkoittaa suunnittelukaistaa ja merkintä ”t” todellista kaistaa.
Kuormitustapahtuma	Määritetty rakenteeseen vaikuttava kuormitusjakso, joka yleensä toistuu määrätyn määrän rakenteen elinaikana.
Käyttöikä	Ajanjakso, jonka ajan rakenteen ominaisuudet säilyvät rakenteelta vaadittavalla tasolla edellyttäen, että rakennetta pidetään asianmukaisesti kunnossa [6].
LAM-piste	Liikenteen automaattinen mittauspiste
Liikenneluokka 1	Tässä tutkimuksessa käytetty raskaiden ajoneuvojen kaistakohtainen vuosittainen liikennemäärä, joka on 500 000. Lyhenne: LL1
Liikenneluokka 2	Tässä tutkimuksessa käytetty raskaiden ajoneuvojen kaistakohtainen vuosittainen liikennemäärä, joka on 150 000. Lyhenne LL2
Maantiesilta	Tieliikennettä esteen yli välittävä rakenne [4].

Minerin sääntö	Väsymisen aiheuttaman, kumulatiivisen vaurion laskemiseksi kehitetty sääntö [5].
Osavarmuusluku	Luku, jolla ominaisarvoa kertomalla saadaan mitoitusarvo.
Rainflow-menetelmä	Väsymistarkastelussa käytettävä menetelmä rakenteen kuormitushistorian jännityssyklien tarkastelemiseksi. [5]
Simulointi	Todellisen tapahtuman tai toiminnon jäljittelyä tätä varten laaditun ohjelman avulla [17].
Teli	Kahdesta tai useammasta akselistä koostuva akselistorakenne, jossa akseliä välinen kuormitus jakautuu määräsuhteessa.
Varman kestämisen periaate	Rakenne käyttäytyy tyydyttävästi suunnitellun käyttöajan ilman erillistä väsymisvaurioiden käytön aikaista tarkastelua [6].
Varmuustaso	Todennäköisyys, jolla simuloitu rasitus vuosittain ylittää vertailtavasta kuormasta aiheutuvan rasituksen [1].
Vaurionsietoperiaate	Väsymisvaurioiden vaurioittama rakenne pysyy kantamaan vähintään käytetyn kuormayhdistelmän ilman murtumista sovitun ajan kunnes vaurio voidaan löytää ja korjata [6].
Väsyminen	Jännitysvaihtelusta aiheutuva rakenteen säröjen ydintyminen ja kasvu [5].
Väsymisaste	Väsymisasteella kuvataan vaurion suhteen ekvivalentin jännitysvaihtelun suhdetta tarkasteltavan rakenneosan väsymislujuuteen.
Väsymislajuuden referenssiarvo	Yksittäiselle rakenneyksityiskohdalle määritettävä vakioamplitudinen jännitysvaihteluväli, kun murtumista vastaava jännitysjaksojen lukumäärä on $N = 2 \cdot 10^6$ [6].
Väsymisluokka	Yksittäiselle rakenneyksityiskohdalle annettu numeromerkintä, joka kuvaa sitä, mikä väsy-

	mislujuuden käyrä soveltuu väsymisen arviointiin [6].
Väsymismurto	Alkusäröstä alkanut vaihtuva-amplitudisten kuormitus syklien aiheuttama väsymisvaurio rakenteessa.
Vakioamplitudinen väsymisraja	Jännitysvaihteluvälin raja-arvo, jonka alapuolella kokeissa ei esiinny väsymisvaurioita vakioamplitudisen jännitysvaihteluvälin vaikutuksessa [6].
Väsymisrajan alaraja-arvo	Raja, jota pienemmät jännitysvaihteluvälit eivät vaikuta laskettuun kumulatiiviseen vaurioon [6].
Väsyttävä kuormitus	Kuormitus, joka on luonteeltaan vaihtuvaa (dynaamista) ja, jonka jokainen kuormitusvaihto aiheuttaa rakenteeseen mikroskooppisen vaurion [5].
Wöhler-käyrä	Käyrä, joka kuvaa jännitysvaihteluvälin ja rakenteen murtoon johtavien jännitysjaksojen lukumäärän välistä suhdetta. [5]

# 1. JOHDANTO

## 1.1 Tutkimuksen lähtökohdat

Tämä diplomityö on jatkoa vuosina 2015 ja 2016 toteutetulle projektille, jossa selvitettiin maantiesiltojen suunnittelukuormien varmuustason riittävyyttä sekä ajoneuvoasetuksen (AA13) mukaisen liikenteen vaikutuksia siltojen kestävyysasteeseen [1]. Tässä työssä tutkimusta laajennetaan maansiltojen jäljellä olevan käyttöiän arviointiin.

Korjausvelkaa eli korjausvajetta syntyy, kun rakenteen vaatimia korjaustoimenpiteitä lykätään rahoituksen puutteen takia. Korjausten jälkeenjääneisyydestä johtuva korjausvelka rasittaa myös taitorakenteiden nykyistä ja tulevaa ylläpitoa. Kaikkien taitorakenteiden korjausvelan on arvioitu olevan 306 M€, josta tieverkolla sijaitsevien taitorakenteiden 231 M€. [2] Riittämättömän rahoituksen takia huonokuntoisten taitorakenteiden määrä kasvaa vuosi vuodelta. Nykyisellä rahoitustasolla taitorakenteiden kunto- ja palvelutason on kuitenkin arvioitu pysyvän kohtuullisena aina vuoteen 2025 asti. Mikäli rahoitustasot pysyvät ennallaan, on tämän jälkeen odotettavissa korjausvelan merkittävää kasvua. Peruskorjausta tarvitsevat sillat ovat tyypillisesti 40–50 vuotta vanhoja ja näin ollen 1960- ja 1970-lukujen aikana rakennetut suuret siltamäärät alkavat olla potentiaalisessa peruskorjausikässä. Tämä tarkoittaa siltojen rahoitustarpeessa korjaus- ja rahoitustarpeen kasvua jo ennen vuotta 2025. Taitorakenteiden korjausvelkaa on tarkasteltu enemmän kappaleessa 2.2.

Siltojen suunnitellun käyttöiän ollessa yleisesti 100 vuotta, voidaan potentiaalisessa peruskorjausikässä olevien siltojen käyttöikää olettaa olevan jäljellä vielä useita vuosikymmeniä [2]. Suunnitellun käyttöiän saavuttaminen edellyttää kuitenkin, että rakennetta ylläpidetään ja korjataan asianmukaisesti. Korjausrahoituksen niukkuuden takia onkin tärkeää pystyä ajoittamaan korjaukset edullisimpaan ajankohtaan sekä kohdistamaan korjaustoimenpiteet mahdollisimman tehokkaasti vain tarpeellisiin kohteisiin. Tämä edellyttää entistä tarkempaa perehtymistä sillan käyttöikään vaikuttaviin tekijöihin.

Rakenneterästen mitoituksessa tarkastetaan, että saavutetaan riittävä todennäköisyys sille, että niiden väsymiskäyttäytyminen on tyydyttävä koko sillan suunnitellun käyttöajan ajan. [6] Betoniteräksen väsymiskestävyys ohjeistetaan tarkistamaan, mikäli rakenteeseen tai rakenneosaan kohdistuu säännöllisiä kuormitusjaksoja [9]. Tässä työssä tarkastellaan tarkemman väsymistarkastelun avulla rakenne- ja betoniterästen väsymistä ja tutkitaan, voiko rakenteen väsyminen aiheuttaa sen suunnitellun käyttöiän lyhenemistä. Mikäli näin on, tulisi väsyminen huomioida arvioitaessa olemassa olevien siltojen

jäljellä olevaa käyttöikää. Siltojen jäljellä olevan käyttöiän luotettava arvioiminen mahdollistaa korjausten tehokkaan ja taloudellisen ajoittamisen.

Uusien siltöjen väsymismitoitutus tapahtuu Liikenneviraston soveltamisohjeen NCCII mukaisten väsytytkuormakaavioiden FLM1...5 ja materiaaliakohtaisten soveltamisohjeiden avulla. Simuloimalla silloille ajoneuvoasetuksen mukaisten raskaiden ajoneuvojen muodostama liikennevirta, voidaan arvioida siltöjen todellista väsymistä ja sitä, miten hyvin väsytytkuormakaaviot vastaavat todellisen liikenteen kuormia.

## 1.2 Tutkimuksen rajaukset

Tässä diplomityössä tutkitaan ainoastaan maantiesiltoja, jolloin ratasillat on rajattu tutkimuksen ulkopuolelle. Tutkimuksessa suoritetaan kaksi toisistaan riippumatonta tarkastelua, joista ensimmäisessä tarkastellaan suunnittelukuormasta LM1 jakautumista eripituisille ja erilevyisille silloille. Nämä tutkittavat, teoreettiset sillat ovat tasakorkeita betoni- ja liittopalkkisiltoja sekä laattasiltoja, jöiden hyötyleveydet ovat 6,5 m, 8,0 m, 9,5 m ja 11,0 m. Tutkimuksen toisena osana tarkastellaan kolmen todellisen siltakohteen väsymiskestävyyttä simuloinnista aiheutuvaa jännitysvaihtelua vastaan.

Liikenteen simuloinnissa ei ole huomioitu ruuhkautunutta tai tiiviiksi jonoksi muodostuvaa liikennettä, mutta tiheä raskas liikenne on kuitenkin huomioitu jossain määrin, sillä simulointi tuottaa ajoittain raskaita, 2-5 ajoneuvon jonoja, joissa ajoneuvojen väliset välimatkat ovat suhteellisen lyhyitä, alle 300 metriä. Simuloinnilla tarkastellaan vain kaksikaistaisia teitä, jöiden kaistakohtaiset liikennemäärät ovat 150 000 ja 500 000 raskasta ajoneuvoa vuodessa. Liikenteen simuloinnilla selvitetään siltaa rasittavat ekvivalentit tuki- ja kenttämomentit, leikkausvoimat sekä tukireaktiot.

Lisäksi tutkimus rajataan käsittelemään ainoastaan rakenneterästä sekä betoniteräksiä, eli betonin väsymistä ei tässä työssä tutkita lainkaan. Betoniteräksistä huomioidaan ainoastaan suorat teräokset.

Vertailukohteeksi simuloimalla saataville väsytytkuormille valitaan väsytytkuormat FLM1 sekä FLM3. Näiden väsytytkuormakaaviöiden mukaiset kuormat soveltuvat hyvin moottori- ja moottoriliikenneteiden tyypillisen raskaan liikenteen kuvaamiseen [3]. Tässä tutkimuksessa väsytytkuormakaaviossa FLM1 on otettu huomioon Eurokoodin soveltamisohjeen NCCII mukaiset kansallisten valintojen  $\alpha$ -kertoimet [7].

### 1.3 Tutkimuksen tavoitteet

Tämän diplomityön tavoitteena on simuloinnin avulla tarkastella todellisen liikenteen väsyttävää vaikutusta maantiesilloilla. Väsymistarkastelua sovelletaan olemassa olevien siltakohteiden jäljellä olevan käyttöiän arvioimiseen.

Siltojen, kuten muidenkin taitorakenteiden, korjausvelka on varsin huomattava ja sen odotetaan kasvavan edelleen, ellei nykyistä rahoitustasoa nosteta. Potentiaalisessa korjausiässä olevien siltojen määrä on Suomessa varsin suuri, mutta kaikille kyseisille silloille ei korjausvelan ja riittämättömän rahoituksen vuoksi pystytä tekemään niiden vaatimia korjaustoimenpiteitä. Siltojen jäljellä olevan käyttöiän arvioiminen rakenteiden väsymisilmion perusteella voi muodostua merkittäväksi tekijäksi siltojen korjaustarvetta arvioitaessa. Tämän tutkimuksen tavoitteena on selvittää sitä, voiko teräksen väsyminen olla sillan elinikää lyhentävä tekijä ja siten määräävä tekijä korjausvelan kasvussa.

Lisäksi tutkimuksessa saatavia ekvivalentteja jännitysvaihteluja verrataan NCCII mukaisten väsytyskuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 avulla laskettaviin jännitysvaihteluihin. Tarvittaessa voidaan väsytyskuormakaavioita päivittää vastaamaan paremmin todellisen liikenteen aiheuttamaa väsytyskuormaa.

### 1.4 Tutkimuksen suoritus

Tämä diplomityö on jaettu kahteen toisistaan riippumattomaan tarkasteluun. Työn ensimmäisessä osassa tarkastellaan suunnittelukuormien poikittaista jakautumista teoreettisilla, kaksiaukkoisilla betoni- ja liittopalkkisilloilla sekä laattasilloilla. Lisäksi tarkastellaan, miten sillan jännemitta, hyötyleveys ja pääpalkkien jäykkyysominaisuudet vaikuttavat kuormien jakautumiseen sillalla. Tarkastelu suoritetaan kuormittamalla teoreettisia siltakohteita ainoastaan suunnittelukuormakaavion LM1 mukaisilla kuormilla.

Työn toisena osuutena tarkastellaan kolmen todellisen siltakohteen väsymiskestävyyttä simuloinnista aiheutuvia jännitysvaihteluita vastaan. Ennen tutkimuksen aloitusta on laadittu simulaatio-ohjelma, jolla voidaan luoda ajoneuvoasetuksen mukaisten raskaiden ajoneuvojen muodostama liikennevirta tutkittavalle sillalle. Ohjelma sisältää tiedot ajoneuvoasetuksen mukaisten raskaiden ajoneuvojen tyypeistä, painojakaumista sekä vuosittaisista liikennemääristä. Tiedot on saatu vuoden 2012 aikana suoritetuista liikenteen mittauksista, joissa mitattiin liikennemäärät ja liikenteen koostumus 17 LAM-pisteestä. Liikenne on jaettu kahteen liikenneluokkaan, joilla on erilaiset raskaiden ajoneuvojen vuosittaiset liikennemäärät sekä ajoneuvojen kohtaamisen todennäköisyydet. Lisäksi liikenteen simulointia varten on selvitettävä siltojen kuormitushistoriasta niiden rakennusajankohdan, sijainnin sekä vanhojen kuormien vaikutus siltojen kuormiin. Liikenteen simulointi on kuvattu yksityiskohtaisesti kappaleessa 4.

Diplomityössä tutkittaviksi todellisiksi siltakohteiksi valitaan seuraavat sillat:



- Vähäjoen silta, Turku
  - Teräsbetoninen jatkuva laattasilta
  - Jännemitat: 12,80 + 16,00 + 12,80
- Melttusen silta, Kaavi
  - Teräsbetonikantinen liittopalkkisilta
  - Jännemitta: 37,45
- Liisanniemensilta, Laukaa
  - Teräksinen jatkuva palkkisilta, teräsbetonikantinen, liittorakenteinen
  - Jännemitat: 58,00 + 72,00 + 58,00

Tutkimukseen valitut sillat edustavat ns. tyyppisiltoja, jollaisia voi teoriassa sijaita Suomessa millä tahansa tieosuudella. Tutkimuksessa haluttiin tarkastella sekä betoniterästen että rakenneteräksen väsymistä ja tämän vuoksi tutkittaviksi silloiksi valittiin sekä teräsbetonisia että teräsrakenteisia siltoja. Tutkimuksen monipuolistamiseksi tarkasteluun valittiin sekä yksiaukkoinen että kolmiaukkoisia siltoja, joiden kaikkien jännemitat ja hyötyleveydet olivat keskenään erilaiset.

Selvitettyjen lähtötietojen perusteella luodaan simuloitu liikennevirta tutkittaville silloille. Simuloinnin avulla saadaan siltoja kuormittavat ekvivalentit jännitysvaihteluvälit sekä jännitysjaksojen lukumäärät. Ekvivalentilla jännityksellä kuvataan sitä rasiutusta  $\sigma_{E1}$ , jolla rakennetta kuormitetaan  $N_R$  kertaa. Sen väsyttävä vaikutus rakenteessa on yhtä suuri kuin muuttuva-amplitudisen rasituksen, jossa vaihtelut  $\Delta\sigma_{Ri}$  toistuvat  $N_{Ri}$  kertaa. Ekvivalentti jännitys voi olla taivutusta, leikkausta tai puristusta riippuen tutkittavasta rasitussuureesta  $\sigma_{E1}$ . Kun rakenteen käyttäytyminen on lineaarista, ovat siinä vaikuttavat jännitykset verrannollisia kuorman aiheuttamiin rasituksiin. Tässä tutkimuksessa kaikki ekvivalentit rasitukset ilmoitetaan suhteessa LM1-kuormakaavion aiheuttamiin rasituksiin. Saatuja tuloksia voidaan verrata Eurokoodin mukaisiin rakenteiden väsymiskestävyyksiin ja arvioida näin ollen siltojen jäljellä olevaa käyttöikää.

Liikenteen simulaation perusteella saatavia ekvivalentteja jännitysvaihteluvälejä verrataan lisäksi väsytyskuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 avulla määriteltyihin jännitysvaihteluväleihin. Tämän perusteella voidaan arvioida kyseisten väsytyskuormien varmuutta ajoneuvoliikenteen aiheuttamille jännitysvaihteluille.

## 2. LÄHTÖKOHDAT

### 2.1 Tiesiltojen määrät

Tiesillaksi määritellään tieliikennettä esteen yli välittävä rakenne, jonka vapaa-aukko on vähintään 2,0 metriä. [2] 1.1.2016 Liikenneviraston hallinnassa oli 15 140 tiesiltaa. Tiesiltojen rakentaminen oli vilkkainta 1960- ja 1990- lukujen välillä. Tuona aikana onkin rakennettu yli kaksi kolmasosaa kaikista maamme tiesilloista. 2000-luvulla uusien siltojen rakentaminen on vähentynyt. [4]

#### 2.1.1 Suunnittelukuormittain

Ajoneuvoista aiheutuva liikennekuorma sillalla voidaan määritellä käyttäen ns. suunnittelukuormakaavioita, jotka asetetaan sillalle siten, että saadaan kuorman määräävä vaikutus. Nykyään käytössä ovat suunnittelukuormat LM1...LM4 sekä Siltojen kantavuuslaskentaohjeen [20] mukainen kuorma AA13. [7] Tätä vanhemmat suunnittelukuormat on poistettu jo käytöstä, mutta niillä mitoitettuja siltoja löytyy maantieverkolta luonnollisesti edelleen runsaasti. Kantavuudeltaan heikoimmat sillat on suunniteltu 6-12 tonnin ajoneuvokuormilla, jotka olivat käytössä ennen 1950-lukua. [4]

Siltojen kantavuusluokat määräytyvät sen mukaan, millä suunnittelukuormalla ne on mitoitettu. Kantavuusluokkia on yhteensä 11 kpl ja niistä korkein on Taitorakennerekisterin määrittelemä uusi kantavuusluokka 7 [2]. Korkeimpiin kantavuusluokkiin 6 ja 7 kuuluvat sillat, jotka on mitoitettu vähintään suunnittelukuormalla PKM71/Ek1. Kantavuusluokkiin 4 ja 5 kuuluvat sillat on mitoitettu suunnittelukuormilla AI tai Ak1, Ek1 tai näitä laskennalliselta kantavuudeltaan vastaavilla liikennekuormilla. Korkeintaan suunnittelukuormalle AkII+Ek2 mitoitettut sillat kuuluvat kantavuusluokkiin 1-3. [2]

Taulukossa 1 on esitetty tiesiltojen kantavuusluokat listattuna niiden suunnittelukuormien perusteella.

Taulukko 1. Tiesiltojen kantavuusluokat suunnittelukuormittain 1.1.2016. [4]

Suun.kuorman nimi	Kantavuusluokka													Silloja yht.
	1a	1b	2	3a	3b	3c	4	5	6a	6b	7a	7b	Määrittelemätön	
6 t auto	12													12
9 t auto	65		1	44			212						17	339
12 t auto	52		4	78									7	141
I-26													1	1
AI	1		1	2			942	1545					10	2 501
AII				22	27	96	1							146
AIII	1													1
AI+тели								1022					4	1 026
AkI,Ek1								964					5	969
AkI,Ek2							262							262
AkII,Ek2						9								9
AkIII,Ek3		9												9
Maa 75			94											94
PKM71,Ek1								2		10			6	18
PKM71,Ek2							1		2	1			2	6
AA 90						49							1	50
LkI,Ek1							2		1	7334			9	7 346
LkI,Ek2			1						670					671
LkII,Ek2							43							43
LkIII,Ek3		1												1
KIk			8				5	3		2			407	425
KL - 2010										2			13	15
LM1 - 2010											48			48
LM1 (Y) - 2010													9	9
LM1,LM3 -2010											229		8	237
LM71-35 - 2010													1	1
LM1,LM3 - 2014												15	3	18
Luokittelematon	16		2	2	2	2	14	4					586	628
Ei tietoa													114	114
	147	10	111	148	29	156	1482	3540	673	7349	277	15	1203	15 140

Ajoneuvoasetuksen muutoksen (1.10.2013) mukainen ajoneuvopainojen nosto vaikuttaa useiden siltojen odotettavissa olevaan käyttöikään. Kantavuusluokkiin 6 ja 7 kuuluvien siltojen odotettavissa olevaan käyttöikään ajoneuvoasetuksen muutoksen ei katsota merkittävästi vaikuttavan. [2] Taulukosta 1 havaitaan, että yli puolet Suomen silloista kuuluu kantavuudeltaan näihin luokkiin.

Reilu kolmannes maamme silloista kuuluu kantavuusluokkiin 4 ja 5. Näiden siltojen kantavuudet saattavat olla riittämättömiä nousseille ajoneuvopainoille ja niiden jäljellä olevan käyttöiän voidaan olettaa lyhentyneen 0-15 vuotta. [2] Kyseisten siltojen jäljellä olevat käyttöikäarviot vaihtelevat kuitenkin huomattavasti riippuen mm. siltatyypistä sekä sillan kunnosta. Huonokuntoisille silloille ei enää voida määrittää jäljellä olevaa käyttöikää, mutta parempikuntoisten siltojen odotetaan kestävän vielä 30 vuotta [2].

Taulukosta 1 havaitaan kantavuusluokkiin 1-3 kuuluvia tiesiltoja olleen vuonna 2016 Suomessa yhteensä 601 kpl. Kyseisten siltojen jäljellä olevaa käyttöikää ei enää pystytty määrittämään ja useiden niistä odotetaan olevan elinkaarensa lopussa. Kantavuusluokkien 1-3 siltojen kuntoa tulisi tarkkailla huolellisesti sekä asettaa niille painorajoitteita riittävän aikaisessa vaiheessa. Mahdollisuuksien mukaan nämä sillat tulisi uusia mahdollisimman nopeasti. [2]

Taulukosta 1 havaitaan, että lähes puolet kaikista silloista on mitoitettu suunnittelukuormalla Lk1, Ek1. Kyseessä on 70-luvulla käyttöön otettu mitoituskuorma

PKM 71, joka sai myöhemmin nimekseen Lk1. Muutamaa poikkeusta lukuun ottamatta kaikki tällä suunnittelukuormalla mitoitettut sillat kuuluvat kantavuusluokkaan 6.

Taulukossa 2 on jaoteltu siltojen suunnittelukuormat teiden toiminnallisten luokkien mukaan. Tiet on tässä luokiteltu keskimääräisen vuorokausiliikenteen perusteella viiteen eri toiminnalliseen luokkaan: valta-, kanta-, seutu- ja yhdystiet sekä muut tiet.

*Taulukko 2. Siltojen suunnittelukuormat tien toiminnallisen luokan mukaan 1.1.2016. [4]*

Suun. kuorman nimi	Toiminnallinen luokka					Yhteensä
	Valtatie	Kantatie	Seututie	Yhdystie	Muu tie	
6 t auto				12		12
9 t auto	5	5	61	247	21	339
12 t auto	7	2	29	97	6	141
I-26					1	1
AI	644	220	625	989	23	2 501
AII	6	13	35	83	9	146
AIII				1		1
AI+teli	318	165	256	265	22	1 026
AkI,Ek1	248	101	212	392	16	969
AkI,Ek2	4	3	7	234	14	262
AkII,Ek2				8	1	9
AkIII,Ek3				6	3	9
Maa 75			4	87	3	94
PKM71,Ek1	2		3	10	3	18
PKM71,Ek2				3	3	6
AA 90	1	1	5	42	1	50
LkI,Ek1	2270	628	1405	2512	531	7 346
LkI,Ek2	7	5	22	613	24	671
LkII,Ek2			1	27	15	43
LkIII,Ek3					1	1
KIk	9	6	12	14	384	425
KL - 2010			1	1	13	15
LM1 - 2010	1	1	11	22	13	48
LM1 (Y) - 2010					9	9
LM1,LM3 -2010	67	17	29	62	62	237
LM71-35 - 2010					1	1
LM1,LM3 - 2014		1	4	10	3	18
Luokittelematon	50	34	87	398	59	628
Ei tietoa	2		7	17	88	114
	<b>3641</b>	<b>1202</b>	<b>2816</b>	<b>6152</b>	<b>1329</b>	<b>15 140</b>

Päätieverkostolla sijaitsevien siltojen liikenteellinen merkitys on kaikista suurin. Suomen päätieverkoston muodostavat valtatiet sekä näitä täydentävät kantatiet [19]. Taulukon 2 mukaan valta- ja kantateilla sijaitsevia siltoja oli vuonna 2016 vajaa kolmasosa kaikista silloista. 61 % päätieverkostolla sijaitsevista silloista on mitoitettu vähintään suunnittelukuormalla Lk1, Ek1. Taulukon 1 perusteella voidaan siis olettaa näiden siltojen kuuluvan pääasiassa kantavuusluokkiin 6 ja 7.

Ehdottomasti suurin osa, jopa kaksi kolmasosaa maantiekilometreistä kuuluu toiminnalliselta luokaltaan yhdysteihin. Yhdysteihin katsotaan lukeutuvan haja-asutusalueiden sekä paikallis- ja kyläkeskusten liikenneyhteydet. [19] Taulukon 2 perusteella yli 40 % maantiesilloista sijaitsee juuri yhdysteillä. Näiden siltojen liikenteellinen merkitys on pienempi kuin muiden siltojen. Myös seututeiden ja niillä sijaitsevien siltojen tärkeys tieverkolla on pienempi kuin päätieverkkoon kuuluvien teiden ja niillä sijaitsevien siltojen. Seututeitä on kaikista maantiekilometreistä vajaa viidennes [19]. Yhdessä yhdysteiden kanssa ne siis muodostavat yli 80 % kaikista maanteistä. Vajaa 60 % maantiesilloista sijaitsee juuri seutu- ja yhdysteillä.

Taulukosta 2 voidaan katsoa kantavuusluokkiin 1-3 kuuluvista, eli korkeintaan suunnittelukuormalla AkII+Ek2 suunnitelluista silloista lähes 90 % sijaitsevan seutu- ja yhdysteillä. Päätieverkolla sijaitsevien siltojen asema osana liikenneverkkoa on merkittävämpi kuin seutu- ja yhdysteillä sijaitsevien siltojen. Alimpien kantavuusluokkien siltoja onkin pyritty uusimaan välittömästi ainakin päätieverkolla [2].

### **2.1.2 Rakentamisajankohdittain**

Taulukossa 3 on esitetty Liikenneviraston hallinnassa olevien tiesiltojen ikäjakauma päärakennusmateriaaleittain. Sillan rakennusmateriaali yhdessä sen siltatyypin kanssa vaikuttavat olennaisesti mm. kuormien poikittaiseen jakautumiseen sillalla. Taulukosta havaitaan yli kolmanneksen kaikista Suomen tiesilloista olevan rakennettu 1960- ja 1970-luvuilla. Lähes kaksi kolmasosaa näistä silloista on teräsbetonisiltoja. Kaikista Suomen tiesilloista yli puolet on päärakennusmateriaaliltaan teräsbetonia. Teräsbetonisiltojen jälkeen yleisimpiä ovat teräksiset putkisillat, joiden osuus kaikista tiesilloista on reilu viidennes. Muutamaa poikkeusta lukuun ottamatta kaikki putkisillat on rakennettu vuoden 1960 jälkeen.

Taulukko 3. Tiesiltojen ikäjakauma päärakennusmateriaaleittain 1.1.2016. [4]

## Siltojen lukumäärä 1.1.2016

Valmistumisvuosi	Varsinainen silta						Putkisilta		Sillat yhteensä
	Teräsbetoni	Jännitetty betoni	Teräs	Puu	Kivi	Ei tiedossa	Teräs	Muu	
Ei tiedossa	9	1	3	1		11			25
-1899	3		5	2	27		1		38
1900-1904	1		1	1	23				26
1905-1909	2		5	1	24				32
1910-1914	1		5		10				16
1915-1919	2				10				12
1920-1924	10		3	1	4				18
1925-1929	43	5	8	1	9				66
1930-1934	137	7	31	5	24				204
1935-1939	234	7	33	4	35				313
1940-1944	17		4		2				23
1945-1949	51	2	17		4				74
1950-1954	342	3	21	3	2		1		372
1955-1959	796	7	49	6			3		861
1960-1964	840	15	42	17			148		1 062
1965-1969	854	52	67	48	2		267		1 290
1970-1974	899	38	67	141	3		258	1	1 407
1975-1979	893	113	65	135			338	6	1 550
1980-1984	699	130	93	84	2		282	4	1 294
1985-1989	629	136	75	35			285		1 160
1990-1994	860	235	119	43			395		1 652
1995-1999	583	163	64	32	1		268		1 111
2000-2004	347	130	37	28	1		286	1	830
2005-2009	306	161	39	28			390		924
2010-2014	307	112	35	20		2	291		767
2015-2019	43	26	3				40		112
<b>Yhteensä</b>	<b>8908</b>	<b>1343</b>	<b>891</b>	<b>636</b>	<b>183</b>	<b>13</b>	<b>3253</b>	<b>12</b>	<b>15 239</b>

Taulukossa 4 on esitetty tiesiltojen kantavuusluokat listattuna niiden valmistumisvuoden mukaan.

Taulukko 4. Tiesiltojen kantavuusluokat valmistumisvuoden mukaan 1.1.2016. [4]

## Siltojen lukumäärä 1.1.2016

Valmistumisvuosi	Kantavuusluokka													Sillat yhteensä
	1a	1b	2	3a	3b	3c	4	5	6a	6b	7a	7b	Määrittelemätön	
-1899	8		1		1	1	4	1	1				21	38
1900-1904	2		1	1			2		1	1			18	26
1905-1909	2		2	1		1	4		1				22	33
1910-1914	2		1	1			1			1			10	16
1915-1919	1					1	1	1		1			7	12
1920-1924	6		1	1		1		1	1	3			4	18
1925-1929	9		6	5	2		10	8	1	6			18	65
1930-1934	13		13	15			71	21	7	24			37	201
1935-1939	24		11	18		3	125	32	10	26			62	311
1940-1944	1		2	2		1	9	2	2	1			3	23
1945-1949	5		3	14		1	11	9	5	7			18	73
1950-1954	12		6	56	5	53	33	133	9	19			38	364
1955-1959	6		7	14	9	29	176	523	12	20			61	857
1960-1964	10		10	7		8	265	637	9	31	1		75	1 053
1965-1969	17		6	6	7	10	262	849	4	31			82	1 274
1970-1974	5	5	2	3	3	3	271	925	12	92	2		70	1 393
1975-1979	2	1	7			10	128	281	210	796			101	1 536
1980-1984		3	10			4	22	47	160	955			81	1 282
1985-1989	4		6		1	1	21	42	85	918			75	1 153
1990-1994	8	1	8	1		15	24	8	56	1378	2		135	1 636
1995-1999	1		7			10	13	8	33	968			66	1 106
2000-2004	6				1	3	16	6	18	739			40	829
2005-2009	1		1	1			4	3	22	843			51	926
2010-2014	1			2		1	7	2	14	483	209	1	58	778
2015-2019							1	1		6	62	14	28	112
Ei tiedossa	1						1				1		22	25
<b>Yhteensä</b>	<b>147</b>	<b>10</b>	<b>111</b>	<b>148</b>	<b>29</b>	<b>156</b>	<b>1482</b>	<b>3540</b>	<b>673</b>	<b>7349</b>	<b>277</b>	<b>15</b>	<b>1203</b>	<b>15 140</b>

Taulukosta 4 havaitaan, että lähes kaksi kolmasosaa kantavuusluokkiin 1-3 kuuluvista tiesilloista on rakennettu ennen 1960-lukua. Merkittävän suuret siltamäärät ovat rakennetut 60- ja 70-luvuilla. Nämä sillat ovat juuri potentiaalisessa korjausiässä. Potentiaalisella korjausiällä tarkoitetaan kokemukseen perustuvaa tietoa siitä, että sillan ensimmäinen peruskorjaus on yleensä ajankohtainen sillan ollessa 40 – 50 vuotta vanha, ja toinen peruskorjaus sen ollessa 80 – 90 vuotta vanha. [2] 80- ja 90-luvuilla on rakennettu yli kolmasosa kaikista tiesilloista, joten korjattavien siltojen määrässä ei ole odotettavissa laskua vielä vuosiin. Noin kolme neljäsosaa kaikista 70-luvun jälkeen rakennetuista silloista kuuluu kantavuusluokkiin 6 ja 7. Taulukon 1 mukaan lähes kaikki kantavuusluokkaan 6 kuuluvat sillat on mitoitettu suunnittelukuormalla Lk1, Ek1, joka otettiin käyttöön juuri 70-luvulla. Kappaleen 2.2.1 mukaan kantavuusluokkien 6 ja 7 siltojen kantavuuden katsotaan olevan riittävä nousseista ajoneuvopainoista huolimatta. Sen sijaan 50- ja 60-luvuilla rakennetut suuret siltamäärät kuuluvat kantavuusluokkiin 4 ja 5 ja nousseiden ajoneuvopainojen seurauksena niiden painorajoitusten tarve vaatii selvittelyä.

## 2.2 Taitorakenteiden korjausvelka

Taitorakenteilla tarkoitetaan kaikkia tie- ja rataverkon sekä vesiväylien rakenteita, joiden rakentaminen edellyttää lujuslaskelmiin perustuvia suunnitelmia ja joiden vaurioitumisesta voi aiheutua turvallisuusriski sekä merkittäviä korjauskustannuksia [2]. Taitorakenteiden riittävä kunto ja toimivuus mahdollistavat liikenteen toimivuuden ja turvallisuuden. Rakenteiden kohtuullinen kuntotaso puolestaan vaatii suunnitelmallista, oikein kohdennettua ja oikein ajoitettua ylläpitoa. Ylläpitokorjauksilla yksittäisten, vaurioituneiden rakenneosien kunto palautetaan alkuperäiselle tasolle [2]. Rakenteiden vanheudessa niiden ylläpidon merkitys ja tarve kasvaa. Ylläpitokorjaukset ovat pienempiä toimenpiteitä kuin peruskorjaukset, joissa puolestaan kaikki rakenteiden vaurioituneet osat korjataan tai uusitaan vastaamaan alkuperäistä kuntotasoaan. Rakenneosien korjaus- ja uusimisvälit perustuvat pääosin kokemuseräiseen tietoon. Puutteelliset lähtötiedot vaikeuttavat osaltaan rahoitustarpeiden arviointia. Tiesilloista on vuodesta 1990 alkaen pidetty Siltarekisteriä, joka sisältää ajantasaista tietoa siltojen rakenteiden lisäksi niiden vaurioista sekä kunnosta. [2] Helmikuusta 2017 lähtien siltarekisteri on korvattu Taitorakennerekisterillä.

Maamme väyläomaisuuden kunnossapitoa rahoitetaan vuosittain 0,9-1,0 miljardilla eurolla [2]. Rahoitukseen ei kuitenkaan ole tehty inflaation ja kustannusten nousun vaikutuksia kompensoivia korjauksia, joten väylänpidon nettorahoitus on pienentynyt. Varojen riittämättömyyden takia kaikkia taitorakenteiden vaatimia korjaustoimenpiteitä ei ole pystytty tekemään ja korjausten jälkeensijainaisuudesta on kertynyt korjausvelkaa. Taitorakenteiden korjaustarve on 1990-luvun jälkeen kasvanut myös, koska 1960- ja 1970-luvuilla rakennetut suuret siltamäärät ovat saavuttaneet ns. potentiaalisen korjausiän. [2]

Vähäisen rahoituksen takia taitorakenteiden ylläpidon haasteena on toimenpiteiden priorisointi. Kohdistamalla käytettävissä olevat varat korjausta eniten tarvitseville taitorakenteille voidaan rahoituksen puitteissa mahdollistaa liikenteen toimivuus ja turvallisuus. Toimenpiteiden priorisointi on ensiarvoisen tärkeää myös taitorakenteiden elinkaarikustannusten hallinnan kannalta. Toimenpiteiden priorisoinnissa tulee huomioida korjattavan väylän liikenteellinen merkitys. Tällöin päätieverkon rakenteiden toimivuus ja kunto ovat tärkeysjärjestyksessä ensimmäisinä. Erityistä huomiota vaatii myös kaikkein huonokuntoisimpien siltojen määrän hallinta. Päätieverkostolla voidaankin tavoitella erittäin huonokuntoisten tiesiltojen määrän eliminointia. Joissain tapauksissa myös sillan hallittu loppuun käyttö ja uusiminen voi olla taloudellisesti korjausta parempi vaihtoehto. [2]

Yleisesti siltojen suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta [2]. Käyttöikä saattaa kuitenkin olla lyhentynyt monenlaisten tekijöiden seurauksena. Esimerkiksi teräksen väsyminen voi olla ilmiö, jonka seurauksena rakenne murtuu ennen kuin se saavuttaa suunnitellun käyttöikänsä. Suunniteltua käyttöikää lyhentävät tekijät voivat olla määrääviä taitorakenteiden korjausvelan kasvun suhteen. Sillat, joiden todellinen käyttöikä on lyhentynyt suunnitellusta, ovat riski liikenteen toimivuudelle ja turvallisuudelle. Jotta siltojen mahdollisesti lyhentyneeseen käyttöikään ehdittäisiin reagoimaan riittävän ajoissa, tulee sillan jäljellä oleva käyttöikä pystyä luotettavasti arvioimaan. Sillan käyttöiän lyheneminen tulisi erityisesti huomioida suunniteltaessa rakenteen hallittua loppuun käyttöä, mutta myös arvioitaessa sen korjaustarvetta.

## 2.3 Rakenteiden väsyminen

Rakenteen tai rakenneosan väsymisellä tarkoitetaan materiaalin vaurioitumista vaihtuvien jännitysten seurauksena [5]. Tällainen vaurioituminen on huomattavasti monimutkaisempi prosessi kuin staattisesta kuormituksesta aiheutuva rakenteen tai rakenneosan vaurioituminen. Staattinen kuormitus johtaa rakenteen murtumiseen, kun tarkastelupisteen murtoraja ylittyy. Väsymismurtuma puolestaan voi syntyä huomattavasti materiaalin nimellislujuutta pienemmillä jännityksen arvoilla, mikäli kuormitus vain on dynaamista. Väsymisen kannalta ei niinkään ole merkittävää, mikä on kappaletta rasittavan jännityksen maksimiarvo, vaan se, mikä on jännitysvaihtelun suuruus. Mikäli kuormitussykliä jännitysamplitudi pysyy tietyn rajan alapuolella, voidaan kappaleen katsoa kestävänsä äärettömän monta kuormitussykliä. Tätä jännityksen raja-arvoa kutsutaan materiaalin väsymisrajan alaraja-arvoksi. [5]

Väsymismurron syntyyn vaikuttavat useat eri tekijät kuten kappaleen pinnan laatu sekä mikroskooppiset materiaaliavut. Väsymisvaurio saa usein alkunsa mikroskooppisesta materiaali- tai pintaviasta, johon aiheutuu jännityshuippu. Vaihtuvat kuormitussyklit aiheuttavat näiden mikroskooppisten vikojen yhdistymisen ns. alkusäröksi. Kuormituksen yhä jatkuessa alkusärön reunoille syntyy uusia jännityshuippuja, jotka kasvattavat säröä entisestään. Särön kasvu jatkuu, kunnes se saavuttaa ns. kriittisen pituuden. Täl-



löin yksi ainoa kuormitus sykli aiheuttaa särön kasvamaan läpi koko kappaleen ja aiheuttaa sen murtumisen. [5]

### 2.3.1 Väsyminen eurokoodin mukaan

Standardissa SFS-EN 1991-2 [3] esitellään väsytytkuormakaaviot FLM1...5. Väsytytkuormakaavioiden 1 ja 2 avulla voidaan tarkistaa se, voidaanko rakenteen väsymistä pitää rajattomana. Väsytytkuormakaavioiden 3, 4 ja 5 avulla puolestaan suoritetaan tarkempi rakenteen väsymistä arviointi. [3]

Väsytytkuormakaavioihin 1...4 on jo valmiiksi sisällytetty ns. kuormituksen dynaaminen suurennuskerroin, joka on määritelty olettaen tien päällysteen olevan laadultaan hyvä. Standardissa SFS-EN 1991-2 [3] on esitetty dynaaminen suurennuskerroin valmiit viitearvot, kun tarkasteltava pinta on tasaisuudeltaan hyvä tai keskinkertainen. Mikäli tarkasteltava poikkileikkaus sijaitsee liikuntasauaman läheisyydessä, otetaan väsytytkuormakaavioissa huomioon myös erillinen lisäsysäyskerroin. Lisäsysäyskerroimen laskentaan ohjeistetaan myös standardissa SFS-EN 1991-2 [3].

#### Teräsbetonirakenteiden mitoittaminen väsymisen suhteen

Standardissa SFS-EN 1992-1-1 [12] käsitellään yleisesti betoni- ja rakenneterästen väsymistä. Standardissa SFS-EN 1992-2 [9] käsitellään tarkemmin betonisiltojen väsymismitoitusta koskevia erityismääräyksiä. Näiden standardien mukaan rakenteen tai rakenneosan väsymiskestävyys tulee osoittaa, mikäli siihen kohdistuu säännöllisiä kuormitusjaksoja. Standardissa SFS-EN 1992-2 [9] esitetään tarkastelu myös betonin väsymiskestävyuden osoittamiseksi. Tässä tutkimuksessa betonin väsymistä ei kuitenkaan käsitellä.

Betoniteräksen väsymistarkasteluun esitetään standardeissa kaksi erillistä mallia. Ensimmäisessä yksittäisen jännitysvaihteluvälin aiheuttama väsymisvaurio määritellään hyödyntämällä asianomaista S-N-käyrää. Useiden muuttuva-amplitudisten jännitysvaihteluvälien aiheuttama väsymisvaurion kertymä voidaan laskea käyttäen Palmgren-Minerin sääntöä. [12] Toisessa mallissa väsymistarkastelu suoritetaan käyttäen kumulatiivisen vaurion suhteen ekvivalenttia vakioamplitudista jännitysvaihteluväliä. Tämä menetelmä on mahdollinen tunnettuja kuormia sisältävissä vakiotapauksissa. Betoniterästen väsymisastetta arvioidaan tässä väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvien jännitysvaihteluvälien avulla. Aiheutuvat jännitysvaihteluvälit kerrotaan siltapaikan olosuhteet huomioivalla ekvivalentilla vauriokertoimella. [9]

Betoniteräksen väsymistarkastelussa väsyttävät kuormat kerrotaan väsytytkuormien osavarmuusluvulla. Standardissa SFS-EN 1992-1-1 [12] esitetään väsytytkuormien osavarmuusluvulle suositusarvo 1,0. Standardissa on annettu myös väsytytkuormitetun

betoniteräksen osavarmuusluku 1,15. Tällä osavarmuusluvulla jaetaan kuormituksen aiheuttamaa jännitysvaihteluväliä vastaava väsymiskestävyyden arvo. [12]

### **Rakenneteräksen mitoittaminen väsymisen suhteen**

Teräsrakenteiden väsymisen yleisperiaatteet esitetään standardissa SFS-EN 1993-1-9 [6]. Teräsrakenteiden siltojen väsymismitoitusta koskevat erityismääräykset puolestaan on esitetty standardissa SFS-EN 1993-2 [11]. Väsymiskestävyyttä arvioidaan vertaamalla väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvaa jännitysvaihteluväliä rakenteen väsymislujuutta vastaavaan jännitysvaihteluväliin. Vakioamplitudisille, nimellisille jännitysvaihteluväleille väsymislujuus määritellään standardin SFS-EN 1993-1-9 [6] mukaisesti.

Rakenneteräksen väsymistarkastelussa väsytyskuormien osavarmuusluvuksi annetaan standardissa SFS-EN 1993-2 [11] suositusarvo 1,0. Väsymiskestävyyden osavarmuusluville on puolestaan taulukoitu arvoja standardiin SFS-EN 1993-1-9 [6]. Väsymiskestävyyden osavarmuusluvun arvo riippuu luotettavuustarkastelussa käytetystä menetelmästä sekä vaurion seurauksen suuruudesta alla olevan taulukon 5 mukaisesti.

*Taulukko 5. Aineosavarmuuslukujen suositeltavat arvot väsytysmitoituksessa [6]*

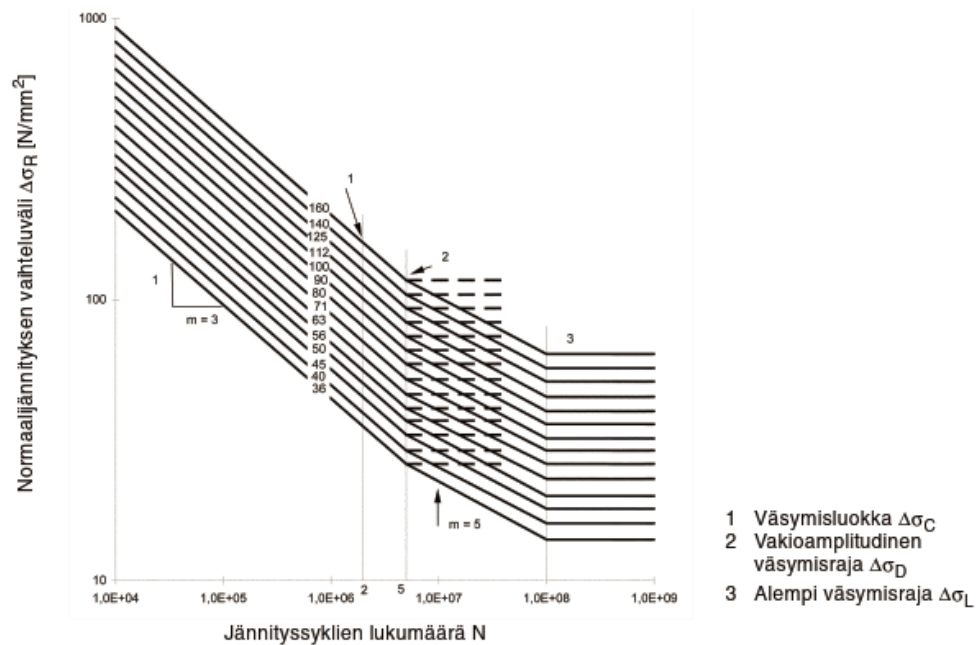
Luotettavuustarkastelu	Vaurion seuraukset	
	Pienet	Suuret
Vaurionsietoperiaate	1,00	1,15
Varman kestämisen periaate	1,15	1,35

### **2.3.2 Wöhler-käyrät**

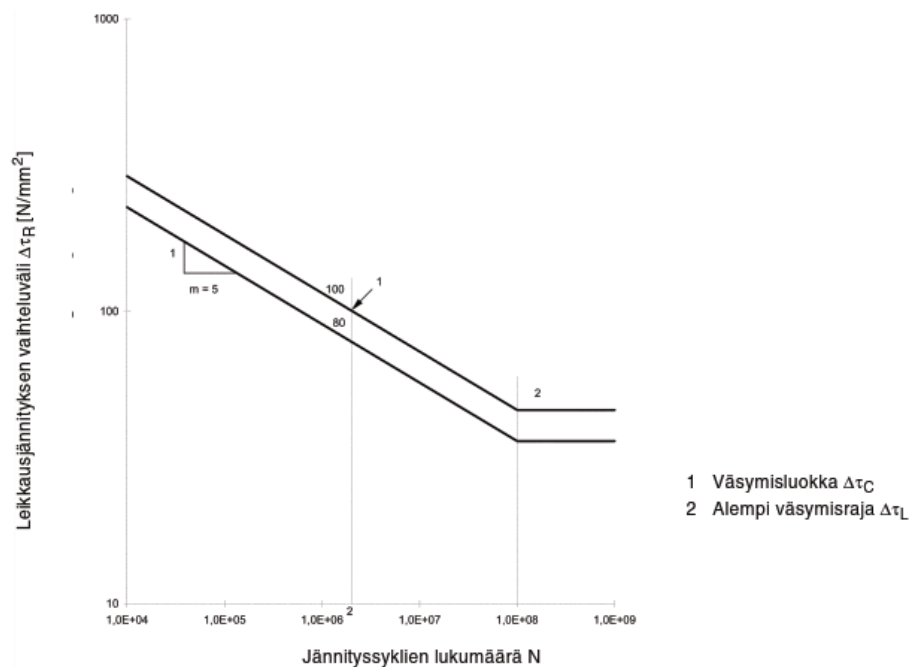
Väsymiskokeet voidaan jakaa niissä käytettävän kuormitustyyppin mukaan kolmeen eri koetyyppiin: veto-puristuskoe, taivutuskoe sekä vääntökoe. Kaikissa koetyypeissä koekappaleta kuormitetaan vaihtelevalla jännityksellä siten, että yhden kierroksen aikana kappaleen normaali-jännitys vaihtelee välillä  $[-\sigma, \sigma]$ . Koe päättyy, kun koekappale murtuu. Jännityksen vaihdellessa kokeen aikana, saadaan tuloksena tyypillisesti ns. Wöhler-käyrä, eli S-N käyrä (Stress range-Number of cycles). Käyrän pystyakselilla on esitetty jännitysvaihteluväli joko logaritmisella tai lineaarisella asteikolla ja vaaka-akselilla kuormituskertojen määrä logaritmisella asteikolla. [5]

Rakenneteräkselle on määritelty S-N-käyrät erikseen normaali- ja leikkausjännitysvaihteluväleille. Eri rakenneyksityiskohdille on annettu numeromerkinnät, ns. väsymisluokat, joiden avulla voidaan valita väsymisiän arviointiin soveltuva väsymislujuuden käyrä. Väsymisluokka kuvaa sitä jännitysvaihteluväliä, joka on väsymisluokan  $\Delta\sigma_c$  mukaiselta S-N-käyrältä luettavissa  $2 \cdot 10^6$  jännityssyklin kohdalta. [6] Tyypillisimmille väsy-

misluokille on standardissa SFS EN 1993-1-9 [6] esitetty kuvien 1a ja 1b mukaiset S-N-käyrät.



Kuva 1a. Rakenneteräksen väsymislujuuden käyrät normaalijännitysvaihtelulle [6].



Kuva 1b. Rakenneteräksen väsymislujuuden käyrät leikkausjännitysvaihtelulle [6].

Rakenneteräksen S-N-käyrissä on  $1 \cdot 10^8$  jännityssyklin kohdalla taite, jonka jälkeen käyrä on vaakasuora. Jännitysvaihtelua tässä taitepisteessä kutsutaan rakenteen väsymisrajan alaraja-arvoksi  $\Delta\sigma_L$ . Väsymisrajan alaraja-arvon suuruus riippuu teräksen väsymisluokasta. Jännitysvaihteluvälit, jotka jäävät tämän raja-arvon alapuolelle, eivät vaikuta laskettavaan kumulatiiviseen väsymisvaurioon [6]. Normaalijännityksen S-N-

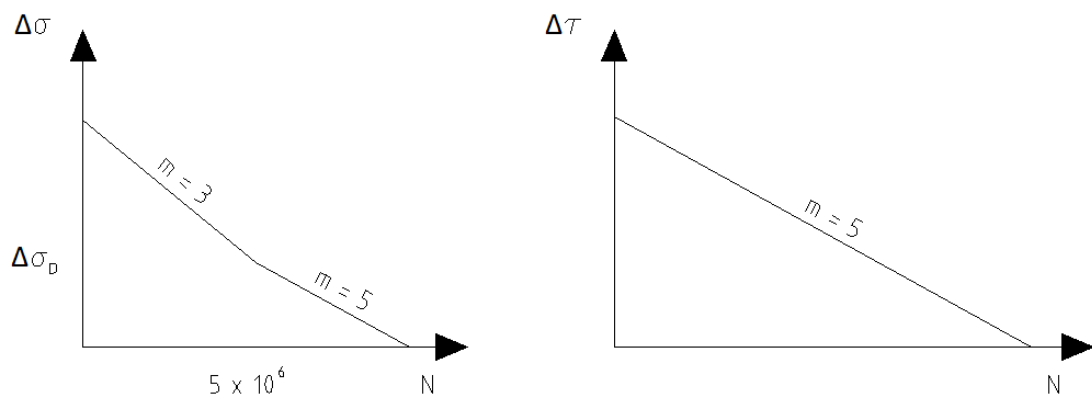
käyrien kaltevuus muuttuu lisäksi  $5 \cdot 10^6$  jännityssyklin kohdalla. Tätä taitepistettä kutsutaan vakioamplitudiseksi väsymisrajaksi  $\Delta\sigma_D$ . Eri väsymisrajat voidaan esittää myös seuraavasti [6]:

- $\Delta\sigma_D = 0,737 * \Delta\sigma_C$
- $\Delta\sigma_L = 0,549 * \Delta\sigma_D$

Leikkausjännityksen S-N-käyrissä ei ole samanlaista taitepistettä  $5 \cdot 10^6$  jännityssyklin kohdalla kuin on normaalijännityksen käyrissä. Leikkausjännityksen väsymiskäyrien kulmakerto p pysyy vakiona aina alempaan väsymisrajaan  $\Delta\sigma_L$  asti, minkä jälkeen käyrät muuttuvat vaakasuoriksi. Tämä väsymisraja voidaan esittää myös seuraavasti [6]:

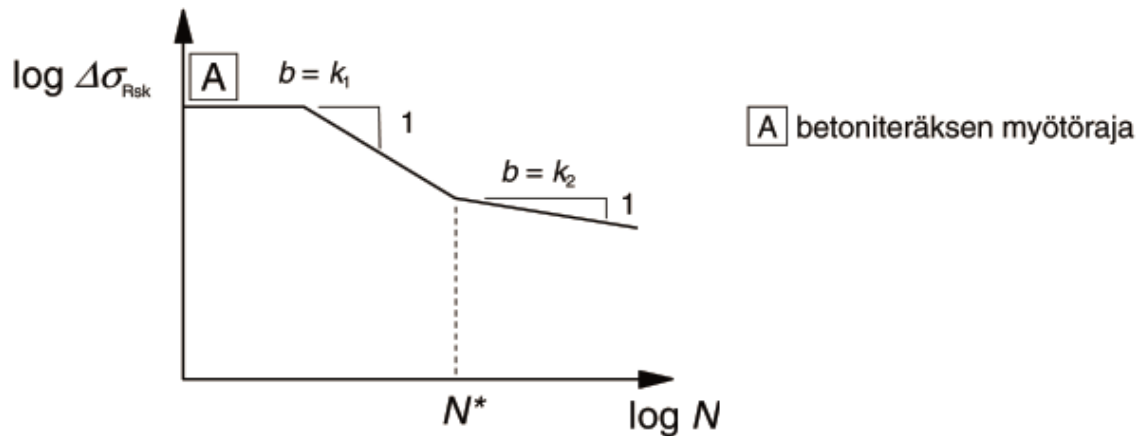
- $\Delta\tau_L = 0,457 * \Delta\tau_C$

Tässä tutkimuksessa teräksen S-N-käyrille on käytetty yksinkertaisempaa muotoa, jossa alemmaa väsymisrajaa ei ole huomioitu. Normaalijännityksen S-N-käyrät ovat siis kaksikaltevuuksisia ja leikkausjännitysten S-N-käyrät kaltevia vain yhdellä kulmakertomella kuvan 2 mukaisesti. Tällöin kaikki simuloinnista aiheutuvat rasitusvaihtelut otetaan huomioon ekvivalentin rasituksen määrittämisessä. Tämän valinnan vaikutusta ekvivalenttiarvoon on tarkasteltu kappaleessa 6.4.



*Kuva 2. Yksinkertaistetut rakenneteräksen S-N-käyrät. Vasemmanpuoleinen käyrä on normaalijännitysten vaihteluväleille ja oikeanpuoleinen leikkausjännitysten vaihteluväleille.*

Kuten rakenneteräkselle, myös betoni- ja jänneteräkselle on määritelty omat S-N-käyrät, kuva 3. Betoni- ja jänneterästen S-N-käyrissä ei ole rakenneterästen käyrissä havaittavia vaakasuoria osuuksia. Taitepiste on kuitenkin myös näissä käyrissä, joko  $1 \cdot 10^6$  tai  $1 \cdot 10^7$  jännityssyklin kohdalla, riippuen betoni- tai jänneteräksen tyypistä. Tämän taitepisteen jälkeen S-N-käyrä loivenee. Käyrän kaltevuudet riippuvat tarkasteltavasta terästyypistä. Standardin EN-1992-1-1 [12] taulukoissa 6.3N ja 6.4N on taulukoitu betoni- ja jänneterästen S-N-käyrien parametrien arvoja.



Kuva 3. Betoni- ja jänneteräksen S-N-käyrät [12].

### 2.3.3 Vesisäiliömenetelmä

Vaihtuva-amplitudisen jännitysspektrin muuntamiseksi joukoksi yksittäisiä syklejä on kehitelty useitakin eri menetelmiä. Tässä tutkimuksessa käytössä on niin sanottu vesisäiliömenetelmä. Menetelmässä kappaleen venymähistoria piirretään siten, että aika-akseli osoittaa oikealle ja venymän positiivinen suunta on ylöspäin. Kuvitellaan  $\epsilon$ ,  $t$  – käyrän toimivan pohjana vesisäiliölle, joka täytetään jakson maksimiarvojen tasalle. Käyrän jokaisen syklin pohjalla kuvitellaan olevan venttiilit, joita avaamalla voidaan valuttaa vettä pois säiliöstä. [5]

Ensimmäiseksi avataan venttiili käyrän minimiarvon kohdalla, jolloin saavutetaan suurin mahdollinen vedenpinnan lasku. Tämä vedenpinnan lasku esittää jännitysvaihteluväliä  $\Delta\sigma$  syklissä, jonka reunapisteinä toimivat piste vedenpinnan alkutasolla sekä piste avatun pohjaventtiilin kohdalla. Niistä säiliön taskuista, joissa vettä on vielä jäljellä, avataan seuraavaksi se venttiili, jonka avaus aiheuttaa suurimman vedenpinnan laskun. Näin menetellen jatketaan, kunnes säiliössä ei ole enää lainkaan vettä jäljellä. [5]

Vesisäiliömenetelmällä saadaan kuormitushistorian aikana tapahtuvien jännitysjaksojen lukumäärät sekä jännitysvaihtelut. Näistä aiheutuvan väsymisvaurion suuruus ja edelleen väsymisen käyttöaste saadaan selville ns. Palmgren-Minerin kumulatiivisen vauriosäännön avulla. Menetelmä perustuu yksittäisten jännitysvaihtelujen aiheuttamien väsymisvaurioiden summaamiseen. [6]

## 2.4 Suunnittelukuormakaavio LM1

Eurokoodissa esitetään tieliikenteen vaikutusten määrittämiseksi neljä erilaista suunnittelukuormakaaviota ja viisi erilaista väsytyskuormakaaviota. Kuormakaavioiden sijoittelua varten tarkasteltava ajorata jaetaan 3,0 m leveisiin kuormakaistoihin, joiden lukumäärä ja sijoittelu valitaan siten, että saavutetaan siltaa mitoittavimmat vaikutukset [3].

Kuormakaaviota LM1 käytetään yhdessä kuormakaavioiden LM2 ja LM3 kanssa aina määritettäessä kuorma-auto- ja henkilöautoliikenteen vaikutuksia. Se soveltuu hyvin sekä sujuviin että ruuhkaisiin liikennetilanteisiin, joissa raskaiden ajoneuvojen osuus liikenteestä on suuri. [3]

Suunnittelukuormakaavio LM1 koostuu kahdesta osasta, tasaisesti jakautuneesta kuormasta sekä kahden akselin muodostamasta telikuormasta. Kuormakaavion mukaiset kuormat sijoitetaan kahdelle vierekkäiselle kuormakaistalle. Tasaisesti jakautuneen kuorman intensiteetti ensimmäisellä kuormakaistalla on  $9 \text{ kN/m}^2$  ja toisella kuormakaistalla  $6 \text{ kN/m}^2$ . Telikuorman kummankin akselin akselikuorma on ensimmäisellä ja toisella kuormakaistalla  $300 \text{ kN}$ . Telikuormien oletetaan kulkevan pitkin kunkin kuormakaistan keskilinjaa. Muille kaistoille ja kaistojen ulkopuoliselle alueelle sijoitetaan ainoastaan tasainen kuorma  $3 \text{ kN/m}^2$ . [7]

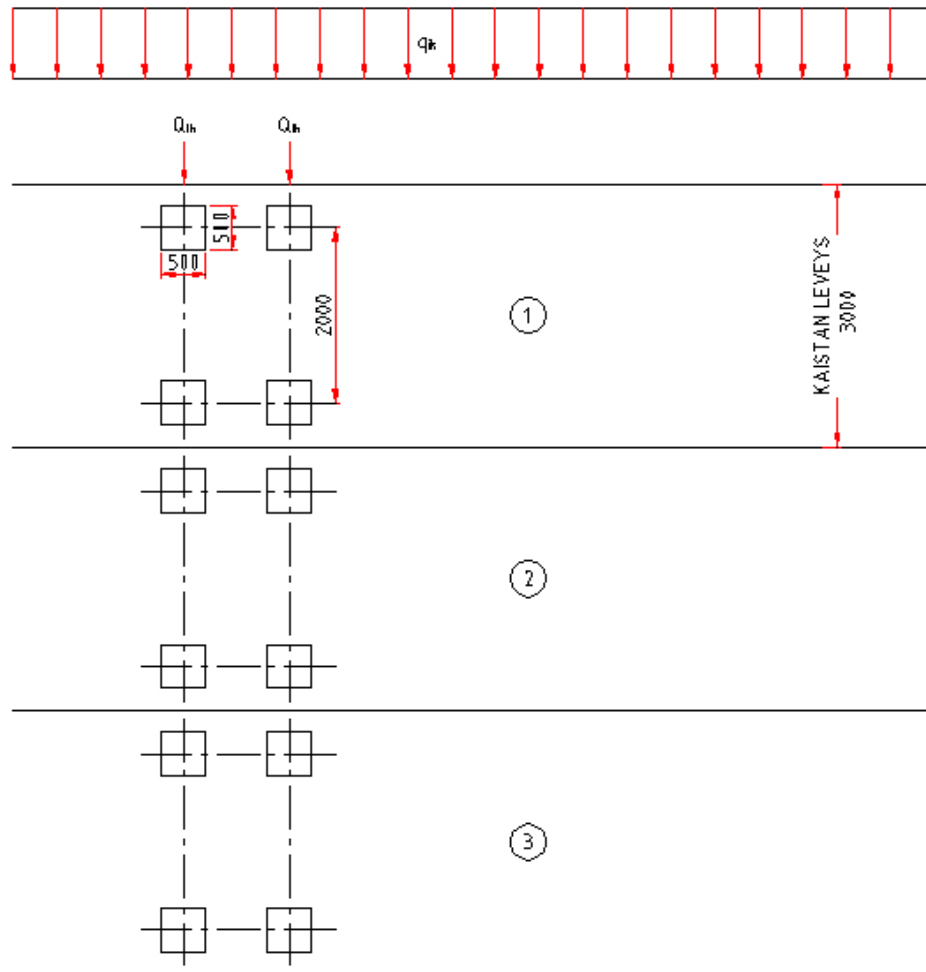
Edellä mainittuja suunnittelukuorman LM1 osia on muutettu eurokoodin suositusarvoista. Muutos tehtiin vuonna 2014 ajoneuvoasetuksen muutoksen jälkeen. Muutoksella otetaan huomioon lisääntyneet ajoneuvojen kokonaispainot, mutta myös riittävä varmuus tulevia korotuksia vastaan.

## 2.5 Väsytytkuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 vertailu

Väsytytkuormakaavioiden FLM1 sekä FLM3 avulla määritellään niiden mukaisten kuormien aiheuttamat maksimi- ja minimijännitykset. Kuormakaaviot sijoitetaan sillalle siten, että saavutetaan mahdollisimman epäedullinen vaikutus. Väsytytkuormakaavion FLM1 avulla tarkastellaan, voidaanko tarkasteltavan rakenteen väsymisikää pitää rajattomana. Väsytytkuormakaaviota FLM3 käytetään ensisijaisesti rakenteen väsymisiän arviointiin. [3]

### 2.5.1 Väsytytkuormakaavio FLM1

Väsytytkuormakaavion FLM1 rakenne määritellään kuormakaavion LM1 pohjalta. Väsytytkuormakaavion FLM1 mukainen akselikuorma on  $0,7 * Q_{ik}$  ja tasaisesti jakautunut kuorma on  $0,3 * q_{ik}$ , kun  $Q_{ik}$  on kuormakaavion LM1 mukainen akselikuorma ja  $q_{ik}$  kuormakaavion LM1 mukainen tasaisesti jakautunut kuorma. [7] Kuormakaavion mitat ja sijoittuminen kuormakaistoille on esitetty kuvassa 4.

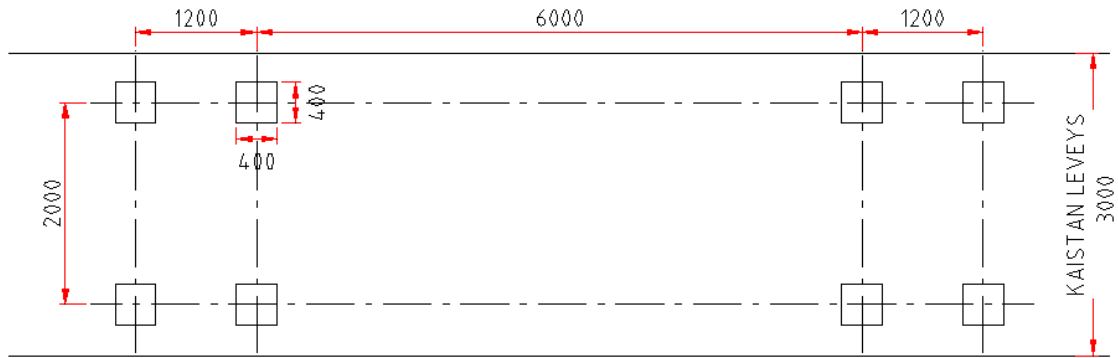


Kuva 4. Kuormakaavioiden LMI ja FLM1 mitat.

Eurokoodissa ohjeistetaan käyttämään ns. lisäsysäyskerrointa tarkasteltaessa rakenteen väsymistä liikuntasauojen läheisyydessä väsytyskuormakaavioiden 1-4 avulla [3]. Tässä tutkimuksessa ei kuitenkaan käytetä erillistä sysäyskerrointa, vaan simuloidun liikenteen sysäys huomioidaan jo simulointiohjelmassa dynaamisen kertoimen avulla. Dynaaminen kerroin ohjelmassa on esitelty kappaleessa 4.4.

### 2.5.2 Väsytyskuormakaavio FLM3

Väsytyskuormakaavio FLM3 koostuu neljästä akselistä, joiden jokaisen paino on 120 kN. Kuormakaavio on esitetty kuvassa 5. Lisäksi hankekohtaisesti voidaan määrätä toisenkin ajoneuvon käytöstä, mikäli kahden samalla kaistalla kulkevan ajoneuvon todetaan aiheuttavan suuremman vaikutuksen. Toista ajoneuvoa kuvaava kaavio on mitoiltaan samanlainen kuin ensimmäinenkin kaavio, mutta siinä jokaisen akselin paino on 36 kN. Kaavioiden välinen etäisyys on vähintään 40 m. [3] Tässä tutkimuksessa oletetaan kuormakaavioiden välin olevan 40 m ja ajoneuvojen kulkevan aina samalla kaistalla.



Kuva 5. Kuormakaavion FLM3 mitat.

Kuormakaavion FLM3 avulla suoritettussa väsymistarkastelussa tulee kuormakaavion avulla saatavat jännitysten maksimi- ja minimijännitykset kertoa ekvivalentilla vauriokertoimella  $\lambda$ . [3] Vauriokerroin määritellään erikseen betoni- ja rakenneteräksille.

### 2.5.3 VäsytySKUORMAKAAVIOT TERÄSBETONISILLOILLA

Kuormakaavion FLM1 mukaisessa väsymistarkastelussa tarkasteltavan rakenteen materiaalilla ei ole merkitystä. Betoniterästen väsymistarkastelussa on kuitenkin säädetty ehto siitä, etteivät kaaviosta FLM1 aiheutuvat jännitysvaihtelut saa ylittää arvoa 180 MPa [8].

VäsytySKUORMAKAAVIOSTA FLM3 aiheutuvat jännitysvaihtelut tulee kertoa seuraavasti, mikäli tarkastellaan väsymistä betoniteräksissä [9]:

- kertoimella 1,75, mikäli tarkastelu kohdistuu jatkuvien siltojen välitukien kohtiin
- kertoimella 1,40, mikäli tarkastelu kohdistuu siltojen muihin alueisiin

Betoniterästen väsymistarkastelussa kuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat jännitysvaihtelut kerrotaan tapauskohtaisesti määritettävällä korjauskertoimella. Tämä ekvivalentti korjauskerroin  $\lambda_s$  määritellään betoniteräkselle seuraavasti:

$$\lambda_s = \varphi_{fat} * \lambda_{s,1} * \lambda_{s,2} * \lambda_{s,3} * \lambda_{s,4} , \quad \{2.1\}$$

jossa  $\lambda_{s,1}$  on rakenneosan tyypin (esim. jatkuva palkki) ja liikenteen vaurioittavan vaikutuksen huomioiva kerroin, jonka arvo riippuu myös rasituksen sijainnista ja terästyypistä (kuvat 6a ja 6b)

$\lambda_{s,2}$  on liikennemäärän huomioiva kerroin

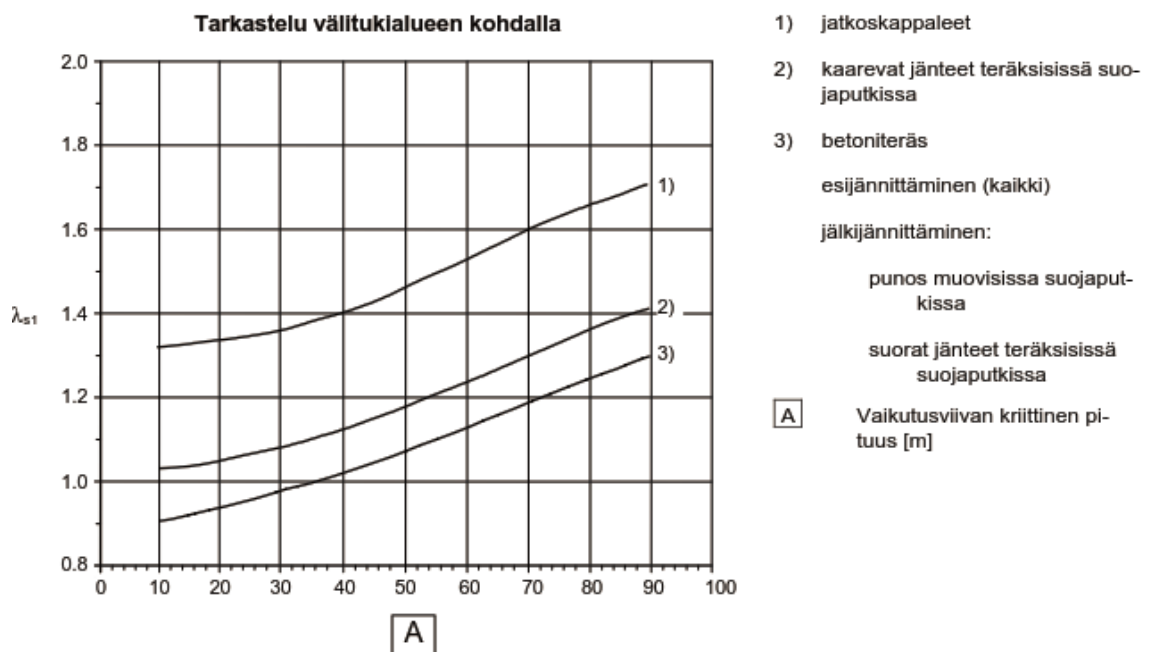
$\lambda_{s,3}$  on sillan suunnitellun käyttöiän huomioiva kerroin

$\lambda_{s,4}$  on muilla kaistoilla olevan liikenteen huomioiva kerroin

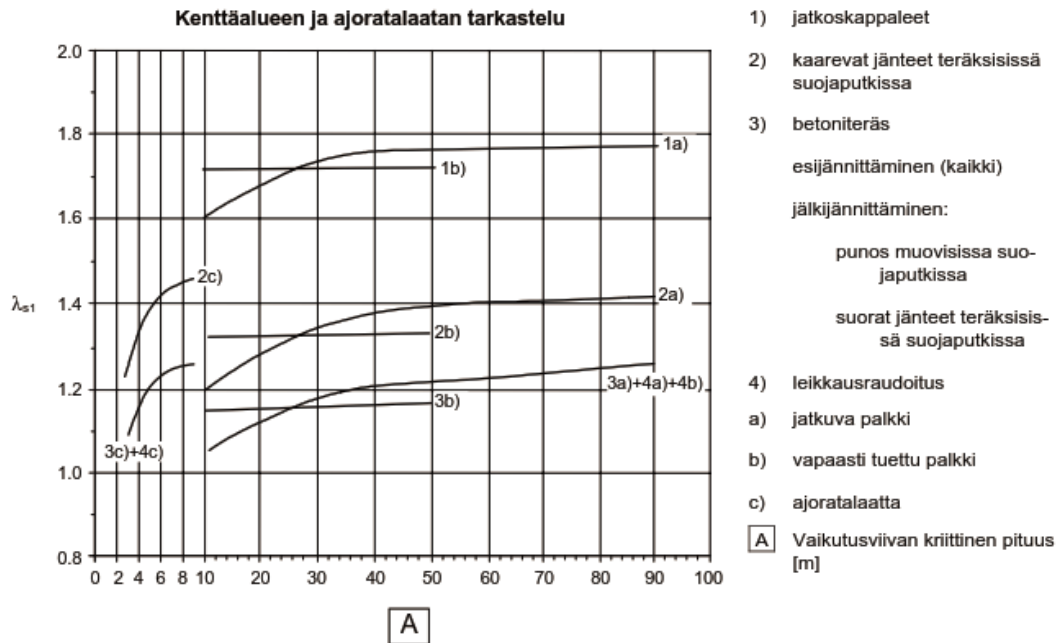


$\varphi_{fat}$  on vaurion suhteen ekvivalentti sysäyskerroin, joka saa tässä arvon 1,0, sillä ajoneuvojen dynaaminen vaikutus on huomioitu suoraan ohjelmassa.

Kertoimella  $\lambda_{s,1}$  huomioidaan tarkasteltavan rakenneosan tyyppi ja liikenteen vaurioittava vaikutus. Kertoimen arvo riippuu tarkasteltavan terästyypin S-N -käyrän muodosta ja siksi se on määritelty erikseen jatkoskappaleille, kaareville jänteille teräksisissä suoja-putkissa, betoniteräksille sekä leikkausraudoitukselle. Standardissa SFS EN 1992-2 [9] esitetään erilliset kuvaajat kertoimen määrittelyyn välituen sekä kenttäalueen tarkastelussa, kuvat 6a ja 6b. Vastaava kerroin rakenneteräkselle määritellään myös erikseen tukialueella ja aukossa, mutta sen suuruus riippuu ainoastaan kriittisen vaikutusviivan tai – pinnan pituudesta, sillä rakenneteräksellä väsymiskäyrän muoto pysyy aina vakiona.



Kuva 6a. Kertoimen  $\lambda_{s,1}$  arvo välituen alueella [9].



Kuva 6b. Kertoimen  $\lambda_{s,1}$  arvo kenttäalueella [9].

Kertoimelle  $\lambda_{s,2}$  määritellään arvo seuraavasti [9]:

$$\lambda_{s,2} = Q * \sqrt[k_2]{\frac{N_{obs}}{2,0}}, \quad \{2.2\}$$

jossa  $N_{obs}$  on standardin EN 1991-2 taulukon 4.5 mukainen kuorma-autojen vuosittainen lukumäärä

$k_2$  on asianomaisen S-N – käyrän kaltevuus

$Q$  on liikenteen tyypin mukaan valittu taulukkoarvo

Kertoimella  $\lambda_{s,3}$  otetaan huomioon suunnitellun käyttöiän vaikutus, ja se saadaan seuraavasti [9]:

$$\lambda_{s,3} = \sqrt[k_2]{\frac{N_{years}}{100}}, \quad \{2.3\}$$

jossa  $N_{years}$  on sillan suunniteltu käyttöikä

Standardin EN 1992-2 mukaan vierekkäisten kaistojen vaikutus huomioidaan kertoimella  $\lambda_{s,4}$ , joka määritellään yhtälöstä [9]:

$$\lambda_{s,4} = \sqrt[k_2]{\frac{\sum N_{obs,i}}{N_{obs,1}}}, \quad \{2.4\}$$

jossa  $N_{obs,i}$  on kaistalla  $i$  ennusteen mukaan vuosittain liikennöivien kuorma-autojen määrä miljoonina

$N_{\text{obs},1}$  on vuosittainen ryömintäkaistalla kulkevien kuorma-autojen määrä miljoonina

Tässä tutkimuksessa käytetään kertoimelle  $\lambda_{s,4}$  arvoa 1,0.

Tarkastellaan esimerkkitapauksena kaksiaukkoista betonipalkkisiltaa, jonka hyötyleveys on 8,0 m ja jännemitta 20,0 m. Liikenne sillalla oletetaan keskipitkäksi. Vuotuiseksi kaistakohtaiseksi liikenteeksi oletetaan liikenneluokassa 1 500 000 raskasta ajoneuvoa ja liikenneluokassa 2 150 000 raskasta ajoneuvoa. Sillan suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta. Taulukossa 6 on esitetty esimerkkikohteelle saatava vauriokerroin.

*Taulukko 6. Vauriokertoimet kaksiaukkoiselle betonipalkkisillalle, jonka hyötyleveys on 8,0 m ja jännemitta 20,0 m*

	JM	$\lambda_{s,1}$ (aukossa)	$\lambda_{s,1}$ (tuella)	$\lambda_{s,2}$	$\lambda_{s,3}$	$\lambda_{s,4}$	$\varphi_{\text{fat}}$ (aukossa)	$\varphi_{\text{fat}}$ (tuella)	$\lambda_s$ (aukossa)	$\lambda_s$ (tuella)
LL1	20	1,11	0,94	0,81	1,00	1,00	1,00	1,00	0,89	0,76
LL2	20	1,11	0,94	0,70	1,00	1,00	1,00	1,00	0,78	0,66

Pienemmillä jännemitoilla ja liikennemäärän ollessa enintään liikenneluokan 1 mukainen 500 000 ajoneuvoa betoniterästen vauriokertoimet jäävät aina alle yhden. Toisin kuin rakenneteräksellä, betoniterästen tarkastelussa vauriokerroin siis yleensä pienentää väsymismitoituksessa käytettävää FLM3-rasitusta.

Väsytyskuormakaavioista aiheutuvia rasituksia esimerkkisillalla verrattiin vastaavalle sillalle kuormakaaviosta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Taulukossa 7 on esitetty kyseiset suhteelliset rasitukset. Väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset kerrottiin vertailua varten sekä kuorman korotuskertoimella että ekvivalentilla vauriokertoimella. Liikenneluokan muutoksella havaittiin olevan vain pieni merkitys väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin. Liikenneluokassa 1 tarkasteltujen momenttien sekä maatuen leikkausvoiman tapauksessa kuormakaaviosta FLM1 aiheutui suuremmat rasitukset kuin kuormakaaviosta FLM3. Näissä tapauksissa kuormaa FLM1 voidaan pitää siis mitoittavampana kuin kuormaa FLM3. Liikenneluokassa 2 myös muiden rasitusten tarkastelussa ero väsytyskuormien FLM1 ja FLM3 välillä on suurempi. Tässä kuormakaavio FLM1 on mitoittavampi kaikkien tutkittujen rasitussuureiden kohdalla.

*Taulukko 7. Väsytytkuormakaavioista aiheutuvien rasitusten vertailu kuormakaaviosta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Kaksiaukkoinen betonipalkkisilta, jonka hyötyleveys 8,0 m ja jännemitta 20 m.*

	FLM1/LM1	FLM3/LM1 LL1	FLM3/LM1 LL2
$M_{\text{aukko}}$	0,58	0,48	0,42
$M_{\text{tuki}}$	0,49	0,42	0,37
$Q_{\text{Mt}}$	0,58	0,44	0,38
$Q_{\text{Vt}}$	0,56	0,56	0,49
$N_{\text{Mt}}$	0,59	0,56	0,49
$N_{\text{Vt}}$	0,49	0,48	0,42

## 2.5.4 Väsytytkuormakaaviot terässilloilla

Väsytytkuormakaavioon FLM3 liittyvä ekvivalentti vauriokerroin  $\lambda$  määritellään raken-  
neteräkselle seuraavasti [11]:

$$\lambda = \lambda_1 * \lambda_2 * \lambda_3 * \lambda_4, \text{ mutta } \lambda \leq \lambda_{\max} \quad \{2.5\}$$

jossa  $\lambda_1$  on liikenteen aiheuttama vauriovaikutuskerroin

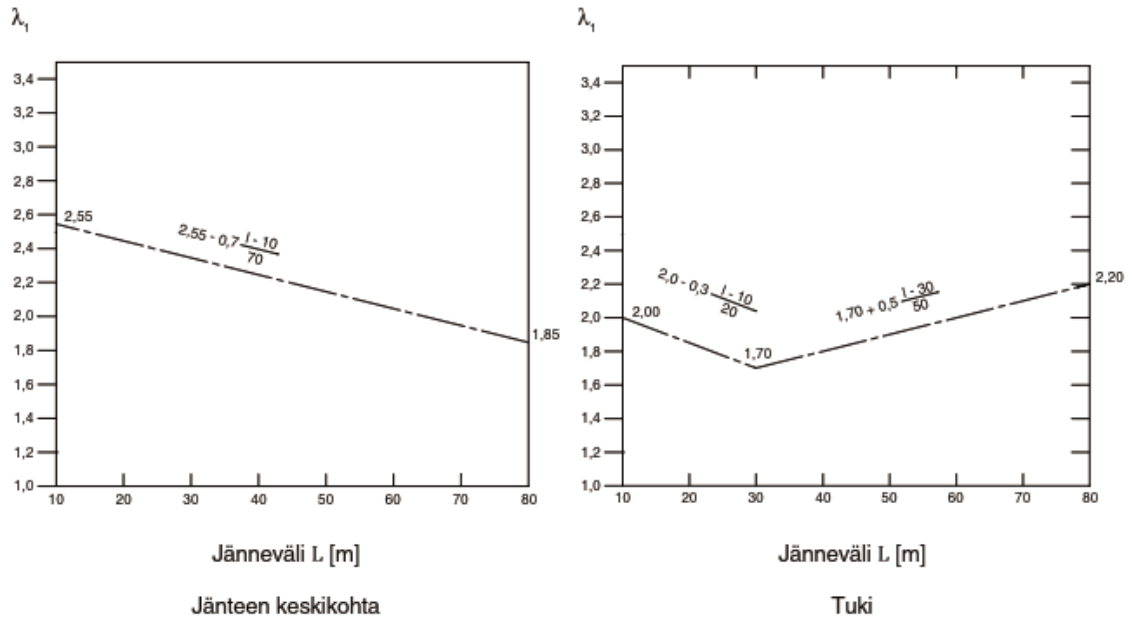
$\lambda_2$  on liikenteen määrän huomioiva kerroin

$\lambda_3$  on sillan suunnitellun käyttöiän huomioiva kerroin

$\lambda_4$  on muilla kaistoilla olevan liikenteen huomioiva kerroin

$\lambda_{\max}$  on vauriokertoimen suurin arvo

Kerroin  $\lambda_1$  riippuu kriittisen vaikutusviivan pituudesta sekä tarkasteltavasta jännevälistä. Vaikutusviivan pituuden määrittäminen ohjeistetaan standardissa EN 1993-2. Kertoimelle  $\lambda_1$  määritellään arvot erikseen aukossa ja tuella, kuva 7.

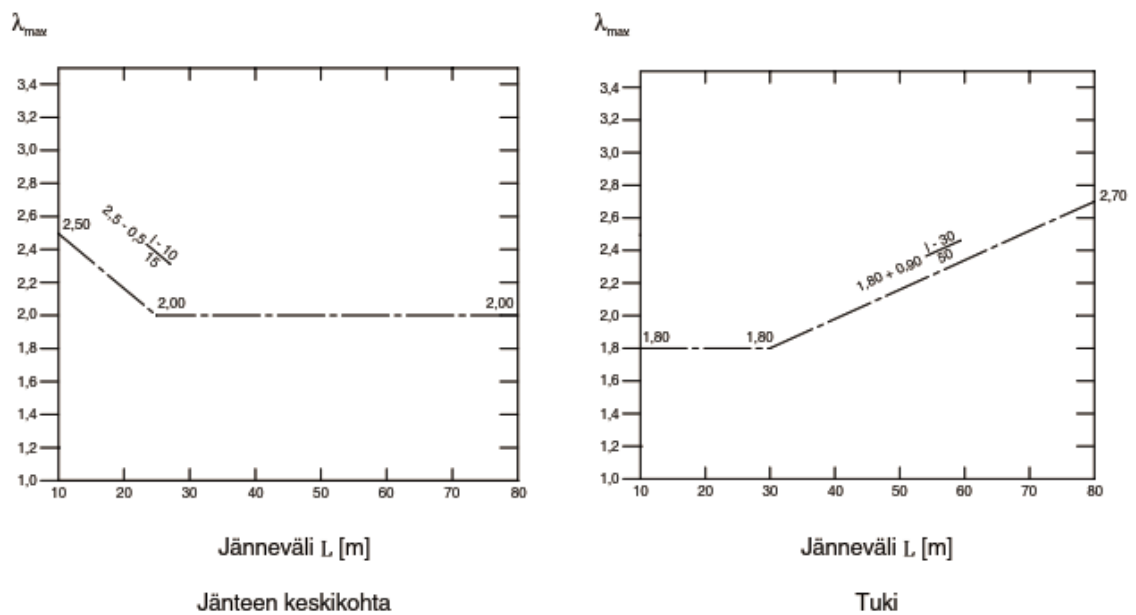


Kuva 7. Kerroin  $\lambda_1$  tieliikenteen silloilla [11].

Kertoimelle  $\lambda_2$  on Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI4 taulukoitu valmiiksi arvoja liikenteen luokan ja liikenteen tyyppin perusteella. Myös rakenteen suunnitellun käytön huomioivalle kertoimelle  $\lambda_3$  löytyy Eurokoodin soveltamisohjeesta NCCI4 valmiita taulukkoarvoja. [10]

Ellei hankekohtaisesti toisin määrätä, voidaan kertoimen  $\lambda_4$  arvona käyttää 1,0 [10].

Vauriokertoimen maksimiarvo  $\lambda_{\max}$  määritellään kriittisen vaikutusviivan ja tarkasteltavan jännevälän perusteella kuvan 8 mukaisesti [11].



Kuva 8. Ekvivalentin vauriokertoimen maksimiarvo  $\lambda_{\max}$  tiesilloilla [11].

Tarkastellaan esimerkkitapauksena tässä liittorakenteista teräspalkkisiltaa, jonka hyötyleveys on 8,0 m ja jännemitta 20,0 m. Liikenne sillalla oletetaan keskipitkäksi. Vuotuiseksi kaistakohtaiseksi liikenteeksi oletetaan liikenneluokassa 1 500 000 raskasta ajoneuvoa ja liikenneluokassa 2 150 000 raskasta ajoneuvoa. Sillan suunniteltu käyttöikä on 100 vuotta. Taulukon 8 viimeisissä kahdessa sarakkeessa on esitetty esimerkiksi kohteelle saatavat määräävät vauriokertoimet.

*Taulukko 8. Vauriokertoimet kaksiaukkoiselle teräspalkkisillalle, jonka hyötyleveys on 8,0 m ja jännemitta 20,0 m*

	JM	$\lambda_1$ (aukossa)	$\lambda_1$ (tuella)	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\lambda_4$	$\lambda_{\max}$ (aukossa)	$\lambda_{\max}$ (tuella)	$\lambda$ (aukossa)	$\lambda$ (tuella)
LL1	20	2,45	1,85	0,85	1,00	1,00	2,17	1,83	2,08	1,57
LL2	20	2,45	1,85	0,64	1,00	1,00	2,17	1,83	1,57	1,18

Ekvivalentit vauriokertoimet ovat molemmissa tarkasteltavissa liikenneluokissa yli 1,00 ja liikenneluokassa 1 paikoitellen jopa yli 2,00. Verrattaessa vauriokertoimia betoniterästen väsymistarkastelussa käytettäviin vauriokertoimiin todetaan rakenneterästen kerrointen olevan reilusti betoniterästen kertoimia suurempia. Väsytytkuormakaavion FLM3 tarkasteluun ei rakenneteräksen tapauksessa sisälly ekvivalentin vauriokertoimen lisäksi erillistä korotuskerrointa, kuten betoniteräksillä.

Taulukossa 9 on esitetty väsytytkuormakaaviosta FLM1 ja FLM3 aiheutuvat rasitukset suhteessa kuormakaaviosta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Väsytytkuormakaavion FLM3 mukaiset kuormat on tarkastelua varten kerrottu määräävällä ekvivalentilla vauriokertoimella. Verrattaessa kuormakaavioista FLM1 ja LM1 aiheutuvien rasitusten välisiä suhdelukuja rakenne- ja betoniteräksillä todetaan arvojen olevan hyvin lähellä toisiaan. Tämä johtuu siitä, ettei kuormakaavioon FLM1 liity materiaalikohtaisia kertoimia kuten kuormakaavioon FLM3. Kuormakaavioista FLM3 ja LM1 aiheutuvien rasitusten suhde puolestaan on rakenneteräksellä reilusti suurempi kuin betoniteräksellä johtuen rakenneteräksen suuremmasta ekvivalentista vauriokertoimesta  $\lambda$ . Liikenneluokassa 1 suunnittelukuorma FLM3 osoittautuu rakenteen väsymisen kannalta mitoittavammaksi kuin suunnittelukuorma FLM1. Liikenneluokassa 2 väsytytkuormakaavio FLM3 aiheuttaa väsytytkuormakaaviota FLM1 suuremmat rasitukset enää vain aukkomomentin ja maatuen tukireaktion tapauksessa.

*Taulukko 9. Väsytytkuormakaavioista aiheutuvien rasitusten vertailu kuormakaaviosta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Liittorakenteinen teräspalkkisilta, jonka hyötyleveys 8,0 m ja jännemitta 20 m.*

	FLM1/LM1	FLM3/LM1 LL1	FLM3/LM1 LL2
$M_{\text{aukko}}$	0,58	0,77	0,58
$M_{\text{tuki}}$	0,49	0,50	0,38
$Q_{\text{Mt}}$	0,58	0,64	0,49
$Q_{\text{Vt}}$	0,57	0,67	0,51
$N_{\text{Mt}}$	0,59	0,91	0,68
$N_{\text{Vt}}$	0,49	0,57	0,43

### 3. LASKENNAN KULKU

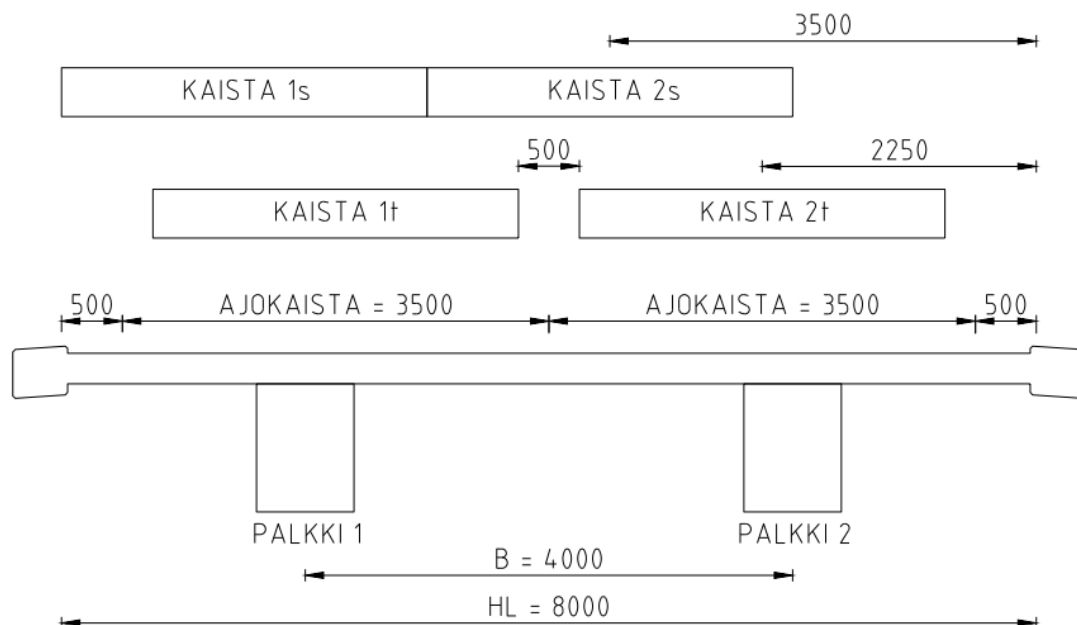
Tässä tutkimuksessa suoritettiin kaksi toisistaan riippumatonta laskentaa. Ensimmäiseksi selvitettiin kuormien poikittaista jakautumista sillalla teoreettisten siltakohteiden avulla. Lisäksi tarkasteltiin miten jännemitan tai hyötyleveyden vaihtelu, kuormien poikkisuuntainen sijoittuminen sillalla sekä sillan pääkannattajien jäykkyysominaisuudet vaikuttavat kuormien jakautumiseen. Teoreettisissa tarkasteluissa siltoja kuormitettiin ainoastaan suunnittelukuormalla LM1. Toisena suoritettiin väsymistarkastelu kolmelle todelliselle siltakohteelle simuloinnin avulla kappaleiden 4 ja 5 mukaisesti. Lisäksi arvioitiin suunnittelukuormasta LM1 ja väsytyskuormista FLM1 ja FLM3 aiheutuvia rasituksia todellisissa siltakohteissa.

Sekä staattisissa laskelmissa että simuloinnissa huomioitiin vain ajoneuvojen ja kuormakaavioiden pystykuormat. Muita ulkoisia kuormia tai rakenteiden omia painoja ei huomioitu. Laskennassa siltojen reunapalkkien jäykkyys jätettiin huomioimatta.

#### 3.1 Kaistojen sijoittuminen

Sekä suunnittelu- että simulointikuormat sijoitettiin silloille 3,0 metriä leveille kuorma-kaistoille. Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin ainoastaan kaksikaistaisia siltoja. Suunnittelukuormakaistat sijoitettiin silloille Eurokoodin ohjeistuksen mukaisesti mahdollisimman reunaan, jolloin aiheutuu kaikkein epäedullisin mitoitus tilanne [3]. Simulointikaistat puolestaan asetettiin silloille ajokaistoittain niihin kohtiin, joissa todellisen liikenteen ajateltiin kulkevan. Suunnittelukuormakaistoja kuvattiin tässä työssä merkinnöillä kaista 1s ja kaista 2s. Simulointikaistoja kuvattiin merkinnöillä kaista 1t ja kaista 2t. Esimerkki kaistojen sijoittumisesta hyötyleveydeltään 8,0 metriselle sillalle on esitetty kuvassa 9.





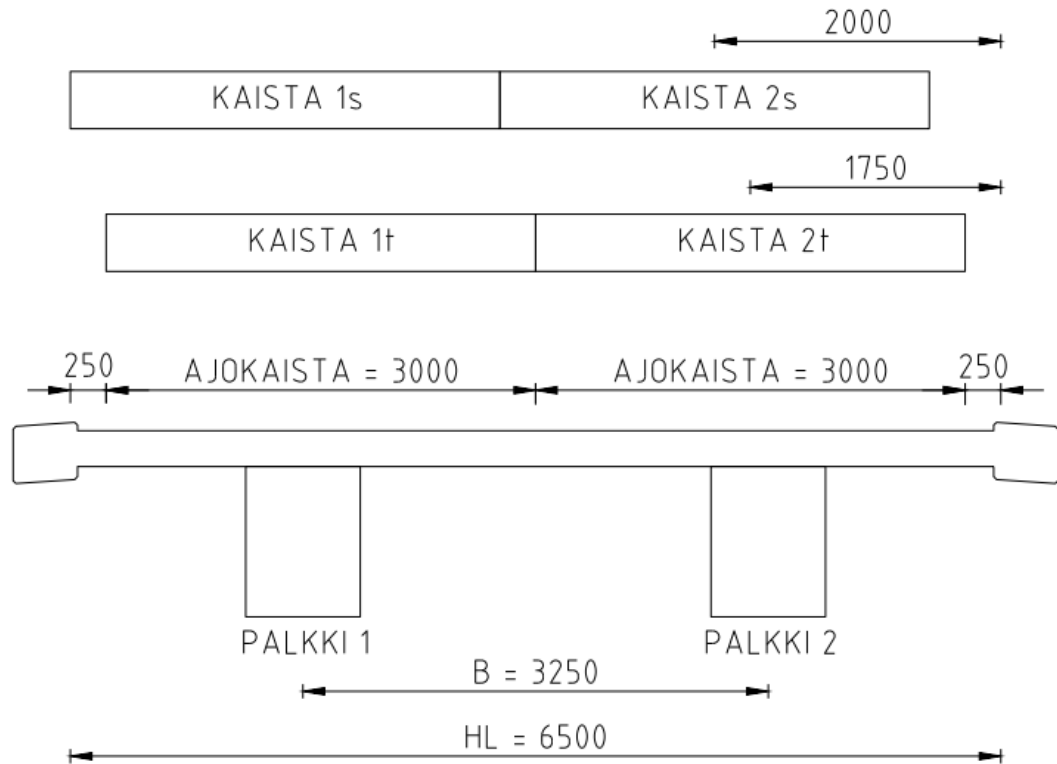
Kuva 9. Suunnittelu- ja simulointikaistojen sijoittuminen hyötyleveydeltään 8,0 metriselle sillalle.

Kaistojen sijoittuminen sillalle riippui tarkasteltavan sillan hyötyleveydestä. Suunnittelukaistat asetettiin jokaisessa tapauksessa vierekkäin aivan sillan hyötyleveyden vasempaan reunaan. Simulointikaistojen sijoittelua varten silloille asetettiin ajokaistat, joiden leveydet määräytyivät sillan hyötyleveyksien mukaan. Kapeilla poikkileikkauksilla, joiden hyötyleveys on korkeintaan 6,5 metriä, käytettiin ajokaistan leveytenä 3,0 metriä. Simulointikaistat kulkivat tässä tapauksessa pitkin ajokaistojen keskilinjoja. Tästä suuremmilla, mutta korkeintaan 8,5 metrin hyötyleveyksillä ajokaistojen oletettiin olevan 3,5 metriä leveitä. Tällöin simulointikaistat kulkivat myös ajokaistan keskilinjaa pitkin. Hyötyleveydeltään yli 8,5 m, mutta alle 10,0 m silloilla ajokaistan leveys oli edelleen 3,5 metriä, mutta nyt kuormakaistat sijoitettiin kulkemaan ajokaistojen keskilinjoista 250 mm lähemmäs sillan reunaa. Suuremmilla hyötyleveyksillä ajokaistan leveytenä käytettiin 3,75 metriä. Tällöin kuormakaistat kulkivat ajokaistojen keskilinjoista 625 mm lähempänä reunaa.

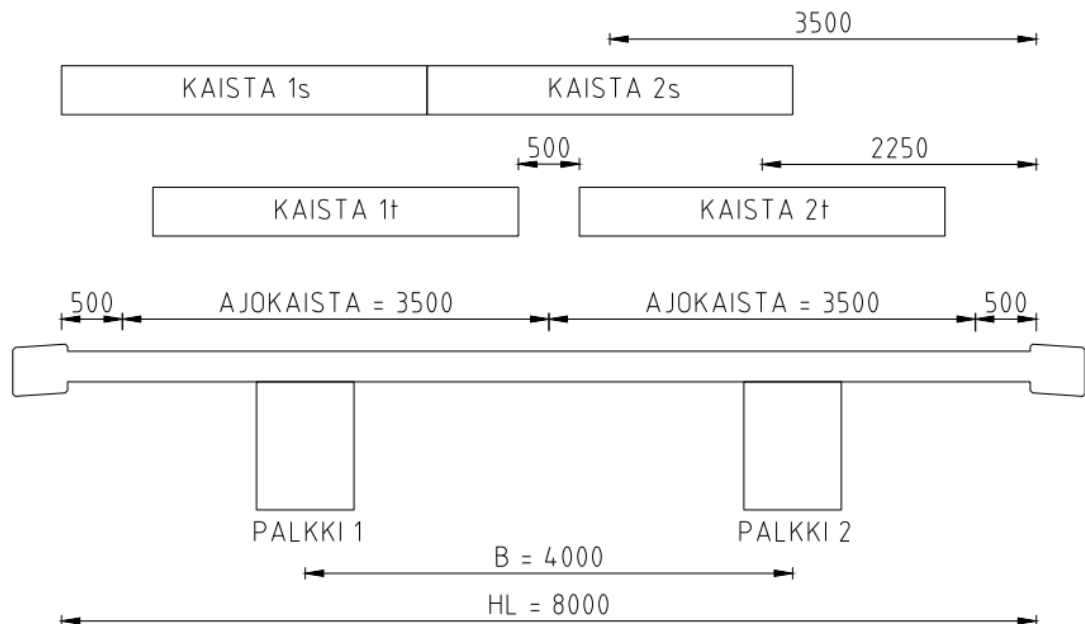
### 3.2 Teoreettisten siltakohteiden tarkastelu

Teoreettisina siltakohteina tarkasteltiin tasakorkeita, kaksiaukkoisia betoni- ja liittopalkkisilloja sekä laattasiltoja. Palkkisiltojen hyötyleveydet olivat 6,5 m, 8,0 m, 9,5 m ja 11,0 m. Palkkisilloja tarkasteltiin jännemitoilla 10 m, 20 m, 30 m, 50 m ja 100 m. Laattasiltoja tarkasteltiin jännemitoilla 10 m ja 20 m ja molemmissa tapauksissa sillan hyötyleveys oli 8,0 metriä. Kaksiaukkoiset sillat eivät ole maantieverkolla kovin yleisiä, mutta ne valittiin tarkasteluun, sillä niitä on tarkasteltu tätä diplomityötä edeltäneissä tutkimuksissa [1]. Lisäksi kaksiaukkoisten siltojen valintaan vaikutti se, että työssä ha-

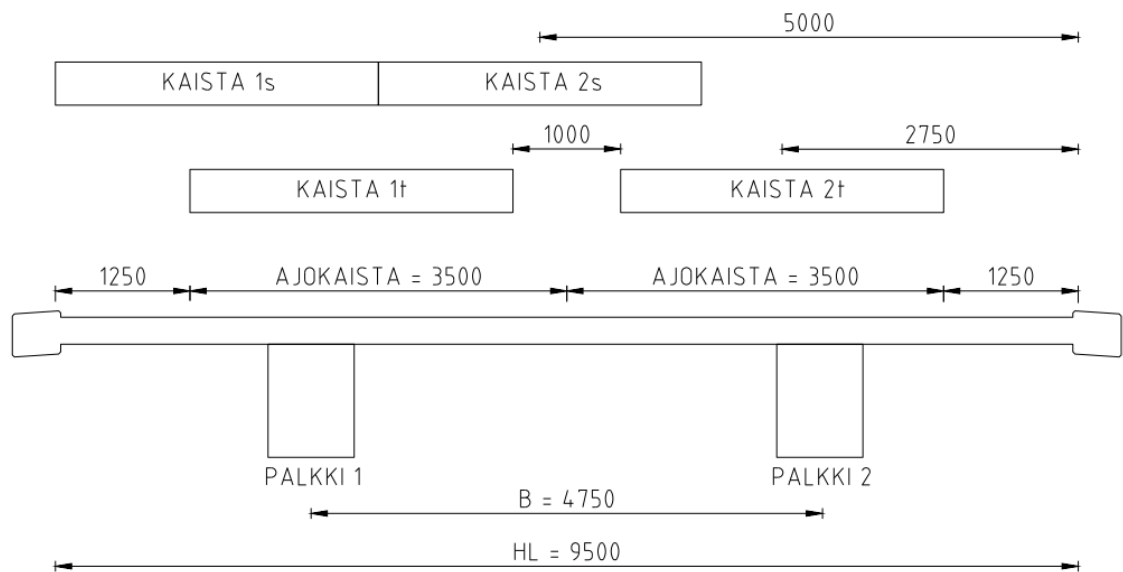
luttiin tarkastella myös väsymistä välitukialueella. Kuorma- ja ajokaistojen sijoittuminen palkkisilloille eri hyötyleveyden arvoilla on esitetty kuvissa 10–13.



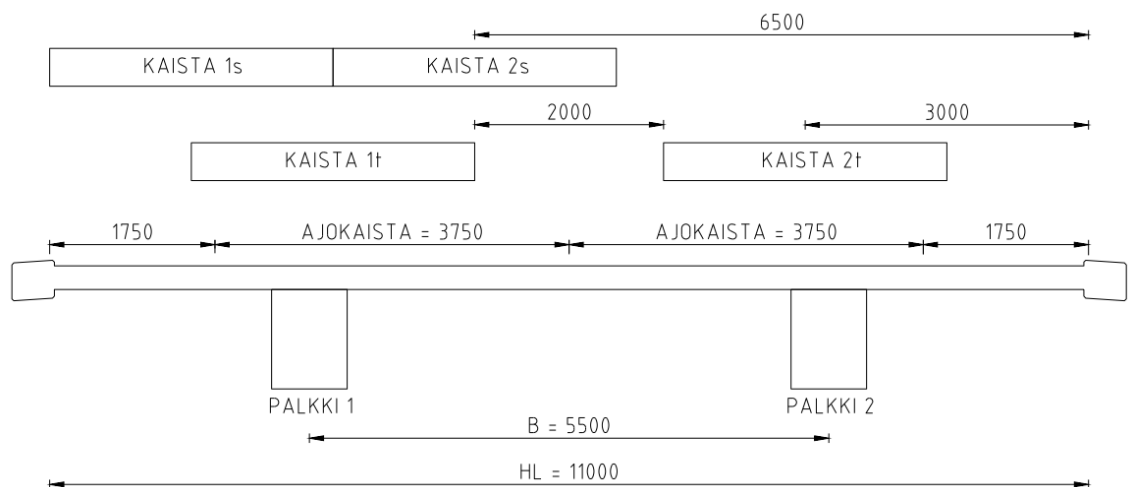
Kuva 10. Kuormakaistojen sijoittuminen hyötyleveydeltään 6,5 metriselle palkkisillalle. Ajokaistan leveys on 3,0 metriä.



Kuva 11. Kuormakaistojen sijoittuminen hyötyleveydeltään 8,0 metriselle palkkisillalle. Ajokaistan leveys on 3,5 metriä.



Kuva 12. Kuormakaistojen sijoittuminen hyötyleveydeltään 9,5 metriselle palkkisillalle. Ajokaistan leveys on 3,5 metriä.



Kuva 13. Kuormakaistojen sijoittuminen hyötyleveydeltään 11,0 metriselle palkkisillalle. Ajokaistan leveys on 3,75 metriä.

Palkkisiltojen tarkastelua varten luotiin vain yksi Lusas -malli, jossa pääpalkkien vääntöjäykkyyttä säätelemällä muutettiin sillan käyttäytymistä. Tarkasteltu silta luotiin ohjelmaan betonipalkkisiltana. Kun pääpalkkien vääntöjäykkyys oli noin 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jännityksestä, käyttäytyi silta kuin betonipalkkisilta. Vääntöjäykkyyden pienentyessä lähelle nollaa siltaa voitiin tarkastella liittopalkkisiltana.

Palkkisiltojen kohdalla tarkasteltiin nivelellisesti tuettuja kaksiaukkoisia, symmetrisiä palkkeja. Palkkien välisenä etäisyytenä käytettiin mittaa  $B = 0,5 * HL$ . Lusas – mallin luomista varten määriteltiin pääpalkin laipan toimiva leveys kaavan 3.1 mukaan. [8]

Laipan toimivan leveyden laskennassa esiintyvät merkinnät on esitetty kuvassa 14. Toimivalle leveydelle määritettiin arvot erikseen sillan aukossa ja tukialueella kuvan 15 mukaisesti.

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b, \quad \{3.1\}$$

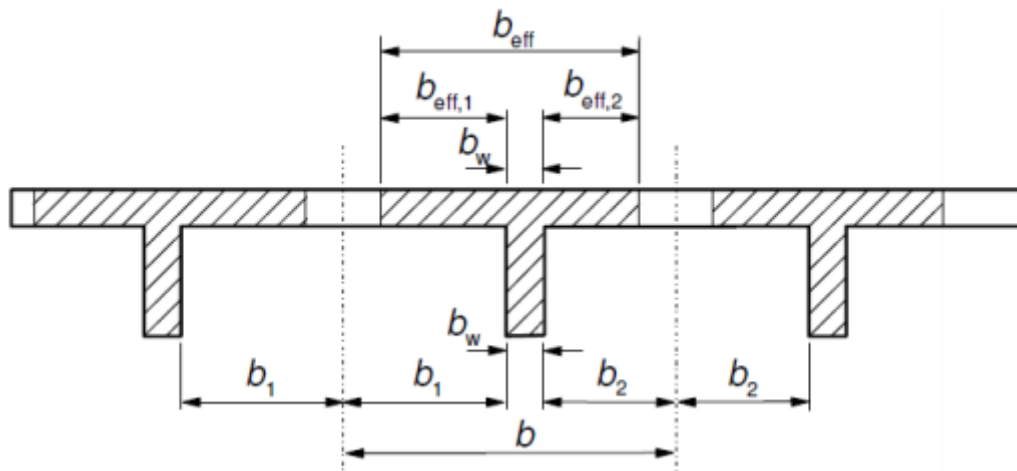
jossa  $b_{eff,i} = 0,2b_i + 0,1l_0 \leq 0,2l_0 \leq b_i$ ,

jossa  $b_w$  on palkin uuman leveys laipan alapinnan korkeudella

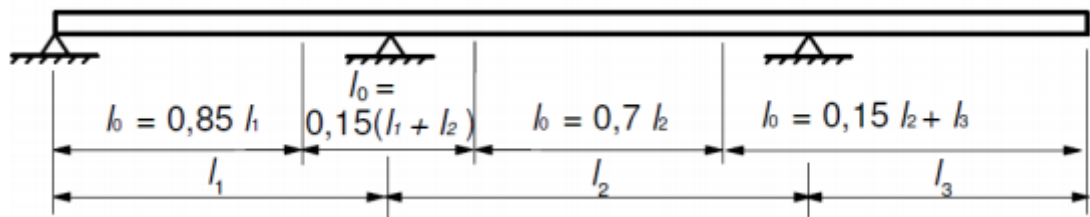
$b_t$  on laipan todellinen leveys

$b_{eff,i}$  on laipan toimiva leveys

$l_0$  on momentin nollakohtien välinen etäisyys kuvan 15 mukaisesti



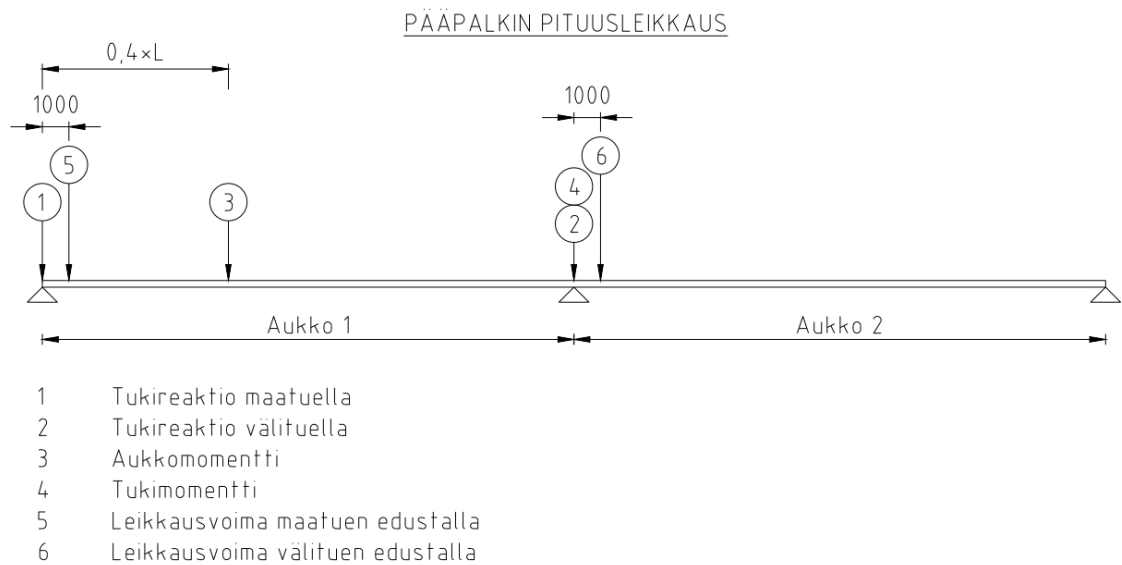
Kuva 14. Laipan toimivan leveyden laskennassa käytetyt merkinnät. [8]



Kuva 15. Toimivan leveyden laskennassa tarvittavan momentin nollakohtien välin määrittäminen. [8]

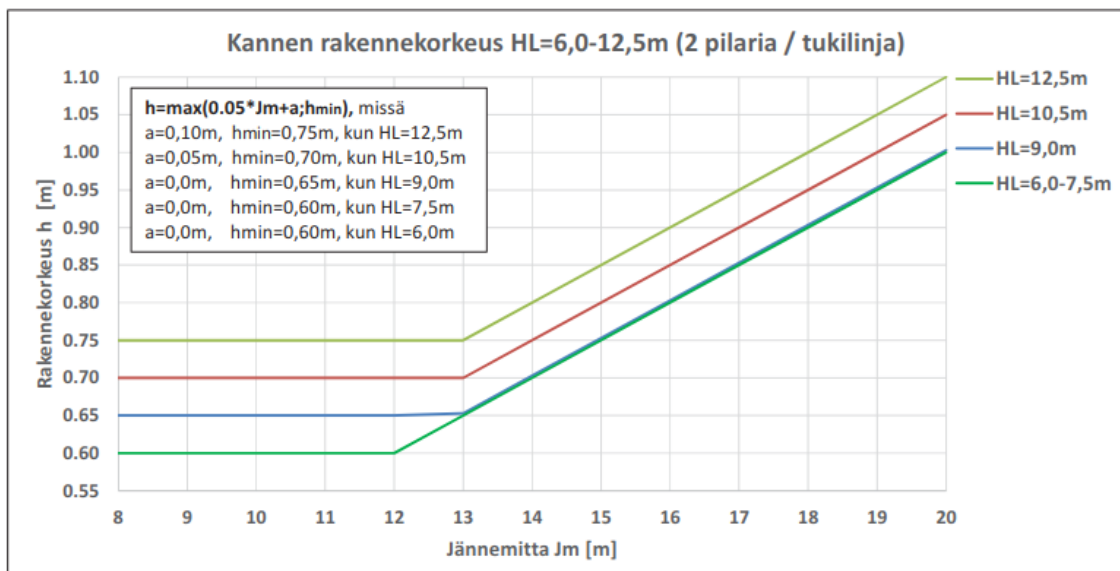
Tarkasteltiin palkkeihin syntyviä momentteja, leikkausvoimia sekä tukireaktioita. Koska kaikki tutkittavat sillat olivat pituussuunnassa keskipisteensä suhteen symmetrisiä, tehtiin aukkomomenttien tarkastelu ainoastaan aukossa 1. Aukkomomentin kannalta tarkasteltavaksi pisteeksi valittiin kultakin sillalta se piste, johon aiheutui suurin rasitus, kun siltaa kuormitettiin suunnittelukaistoille sijoitetulla kuormalla LM1. Sillan pituussuunnassa tämä piste sijaitsi etäisyyden  $0,4 \cdot L$  päässä sillan päästä. Leikkausvoimia ja tukireaktiota tarkasteltiin maa- ja välituilla. Sillan pituussuuntaisen symmetrisyyden

vuoksi maatuena rasiuksen tarkastelu tehtiin vain toisella maatuista. Kuvassa 16 on esitetty palkkisillojen tarkasteltavat pisteet.



Kuva 16. Tarkasteltavat pisteet palkkisillalla.

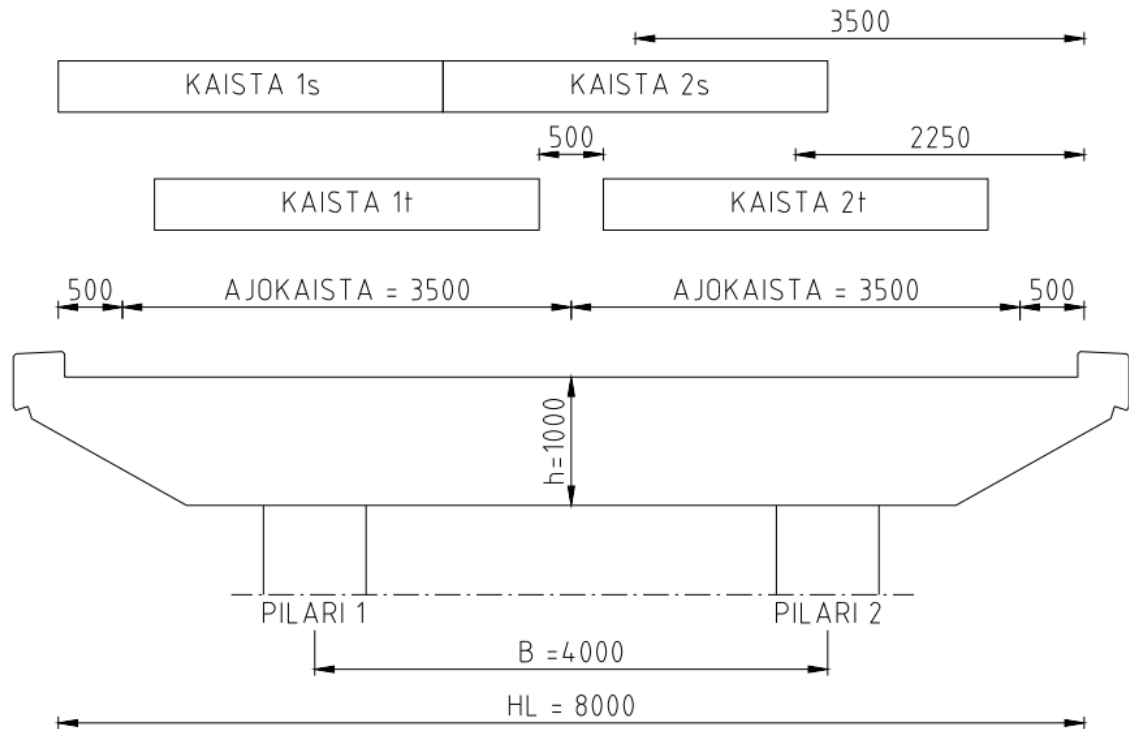
Kuvan 17 kuvaajasta valittiin laattasillan jännemitan ja hyötyleveyden perusteella rakenteen korkeus [16]. Jännemitaltaan 20 metrisellä laattasillalla rakennekorkeutena käytettiin  $h = 1,0$  m ja jännemitaltaan 10 metrisellä sillalla  $h = 0,65$  m. Kannen rakennepaksaus pysyi vakiona koko tutkittavalla sillalla.



Kuva 17. Kannen rakennekorkeudet [16].

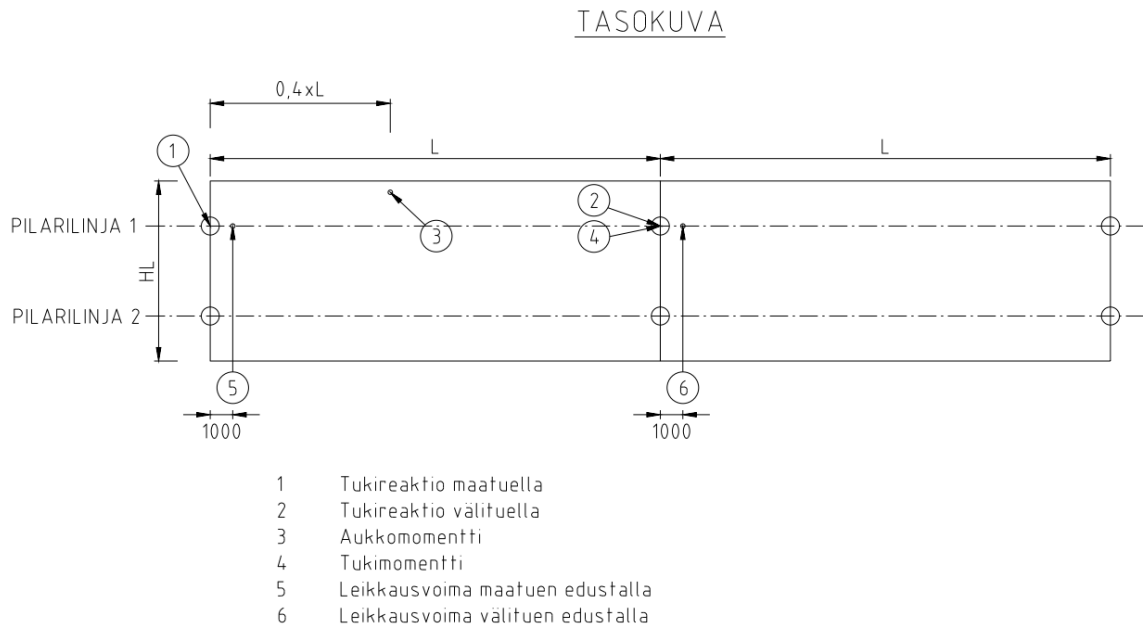
Laattasillan tuilla käytettiin kahta pilaria, jotka sijaitsivat symmetrisesti sillan keskiakselin suhteen [16]. Tässä tarkastelussa käytettiin pilareiden välisenä etäisyytenä  $B =$

0,5 \* HL. Kuormakaistat 1t, 2t, 1s ja 2s sijoitettiin sillalle kuvassa 18 esitetyn sillan poikkileikkauksen mukaisesti.



Kuva 18. Kuormakaistojen sijoittuminen laattasillalle. Sillan hyötyleveys on 8,0 metriä, ajokaistan leveys 3,50 metriä ja jännemitta 20 metriä.

Myös laattasillalle syntyviä aukkomentteja tarkasteltiin sillalla siinä pisteessä, johon syntyi suurin momenttivaihtelu, kun siltaa kuormitettiin suunnittelukaistoille 1s ja 2s sijoitetulla suunnittelukuormakaaviolla LM1. Myös tämä piste sijaitsi sillan pituussuunnassa etäisyyden  $0,4 * L$  päässä sillan päästä. Sillan poikkisuunnassa piste sijaitsi 0,5 metrin päässä sillan reunasta. Sekä suunnittelu- että simulointikaistoilta aiheutuvia aukkomentteja tarkasteltiin tässä samassa pisteessä. Sillan pituussuuntaisen symmetrisyyden vuoksi aukko 2 jätettiin tarkastelematta. Tukimomenttia sekä tukireaktiota tarkasteltiin maa- ja välituilla, kuvan 19 mukaisella pilarilinjalla 1. Leikkausvoimien tarkastelu suoritettiin sillan pituussuunnassa 1,0 metrin päässä maa- ja välituista. Tasokuva sillan tarkasteltavien pisteiden sijainneista on esitetty kuvassa 19.



Kuva 19. Laattasillalla tarkasteltavat pisteet sillan tasokuvassa.

### 3.2.1 Laskentamenetelmä

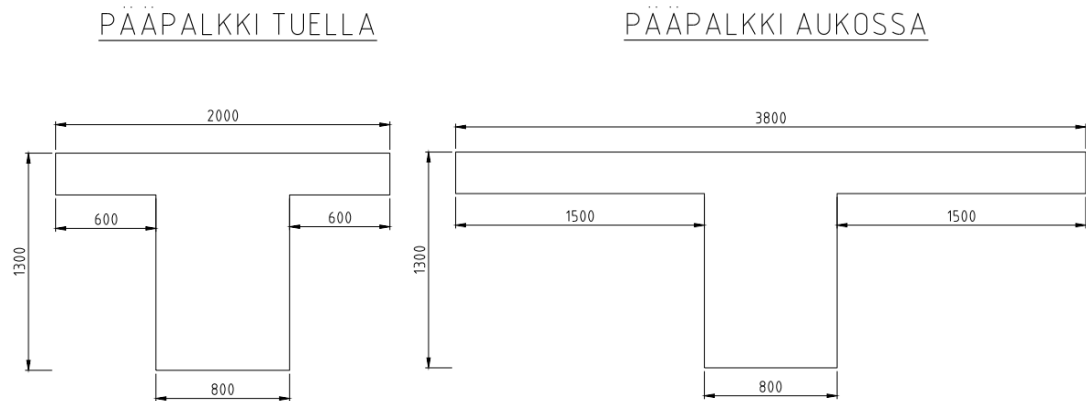
Teoreettisissa siltakohteissa tarkasteltiin suunnittelukuormakaaviosta LM1 aiheutuvien rasiusten jakautumista sillalla. Vertailun vuoksi rasiusten jakautumista tarkasteltiin myös sijoittamalla suunnittelukuormakaavio LM1 simulointikaistoille. Varsinaista todellista liikennettä kuvaavaa simulointia ei siis luotu teoreettisille siltakohteille lainkaan. Suunnittelukuormakaaviosta LM1 aiheutuvien rasiusten jakautumista teoreettisilla silloilla tarkasteltiin ns. kuormanjakokertoimilla, jotka kuvaavat sitä, kuinka iso osa tarkasteltavan kaistan kuormasta siirtyy tarkasteltavalle tukilinjalle.

Staattisissa laskelmissa hyödynnettiin Lusas Modeller – ohjelmistoa. Kullekin tarkasteltavalle sillalle sijoitettuja kuormakaistoja pitkin kuljetettiin suunnittelukuorman LM1 mukaiset kuormakaaviot. Sillan kannelle tulevat pinta- ja nauhakuormat tarkasteltiin viivakuormana ja akselikuormat pistekuormina. Sillan suunnassa suunnittelukuormakaavio LM1 mukaiset pintakuormat sijoitettiin sillalle jänneväleittäin. Telikuormat kuljetettiin rakennemallien yli yhteensä 21 tasaisin välimatkoin sijoitettujen pisteiden kautta. Tuloksina saatiin kunkin kuormitustilanteen aiheuttamat suurimmat rasitukset kuormakaistoittain.

Palkkisilloista luotiin tarkastelua varten arinamallit. Poikkitaisten arinasauvojen väliksi valittiin  $1000$  mm, kun tarkasteltavan sillan jännemitta oli  $10$  m,  $20$  m tai  $30$  m. Arinasauvojen pituutta kasvatettiin  $2000$  millimetriin sillan jännemitan ollessa  $50$  m tai  $100$  m. Lusas Modeller – ohjelmistoon arinasauvat luotiin käyttäen Thick beam – elementtejä. Elementtien poikkileikkaukset sekä materiaaliominaisuudet olivat vakiot koko sillan matkalla. Koska malli oli poikkisuunnassa teräsbetonirakenne, käytettiin arinasauvojen

taivutusjäykkyytenä 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä. [8] Poikkipalkkien vääntöjäykkyydestä huomioitiin 10 %.

Palkkisiltojen pääpalkkeina käytettiin myös Thick beam – elementtejä. Aukon ja tukialueen pääpalkkien poikkileikkausmitat on esitetty kuvassa 20.



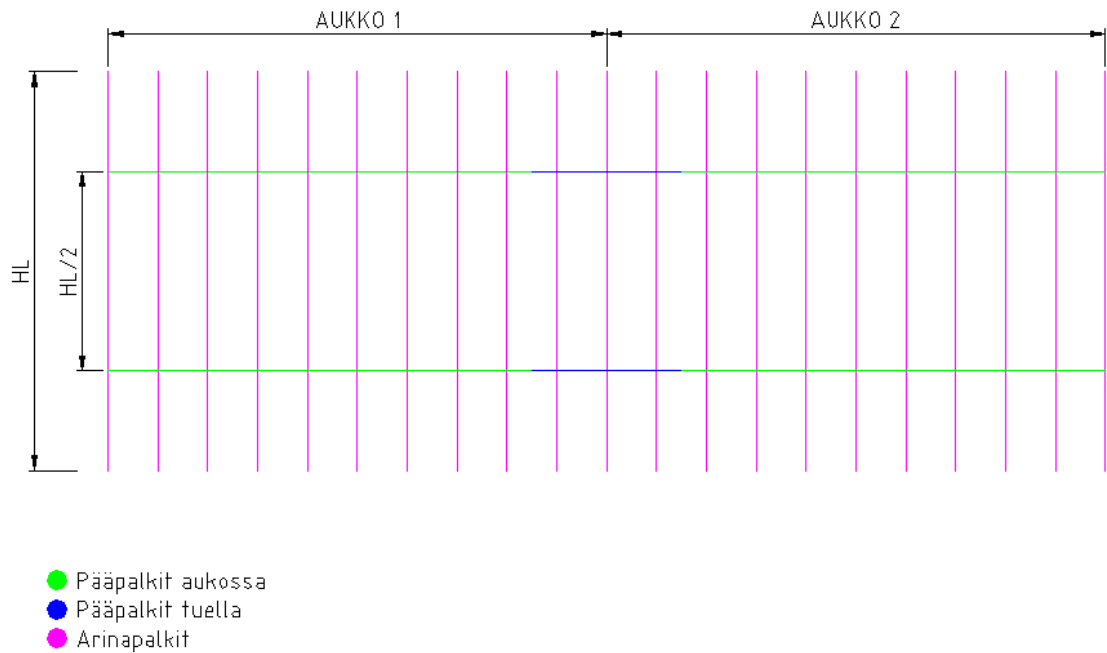
Kuva 20. Palkkisiltojen pääpalkkien poikkileikkausmitat.

Sekä aukossa että tukialueella pääpalkkien vääntöjäykkyyttä pienennettiin puoleen halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä, kun tarkasteltiin siltamallia betonipalkkisiltana. Lisäksi laskenta suoritettiin pienentäen pääpalkkien vääntöjäykkyydet lähelle nollaa. Tällöin kuormat jakautuvat palkeille vipusäännön mukaan ja silta käyttäytyy kuten liittorakenteinen silta. Pääpalkkien vääntöjäykkyyden muutoksen vaikutus kuormanjakokertoimiin on esitetty liitteen 2 kuvissa 67–71.

Pääpalkkien poikkileikkaussuureet, taivutus- ja vääntöjäykkyyttä lukuun ottamatta, olivat samat kaikilla jännemitoilla. Jännemitaltaan 50 metrisen sillan pääpalkkien jäykkyyksien arvoina käytettiin pienempiin jännemittoihin nähden kaksinkertaisia arvoja. Jännemitaltaan 100 metristen siltojen tarkastelussa pienillä jännemitoilla käytetyt pääpalkkien jäykkyyssarvot kerrottiin kolmella. Pääpalkit sekä arinapalkit sillalla on havainnollistettu kuvassa 21.



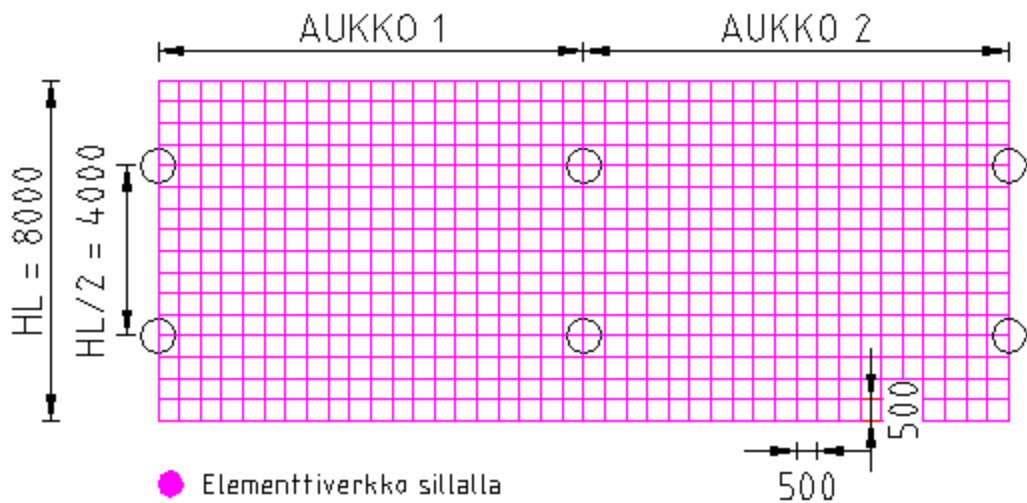
## TASOKUVA



*Kuva 21. Arinamallissa käytetyt arinapalkit sekä sillan pääpalkit Lusas Modeller – ohjelmistossa.*

Laattasilloilla molemmilla tarkasteltavilla jännemitoilla sillalle luotiin elementtiverkko, jossa kunkin elementin koko oli 0,5 m x 0,5 m. Elementtiverkko oli samanlainen koko sillan matkalla. Elementteinä käytettiin Thick shell – elementtejä. Sillan pilarit luotiin malliin nivelellisinä tukina. Periaatekuva laattasilloista luoduista Lusas – malleista on esitetty kuvassa 22.

## TASOKUVA

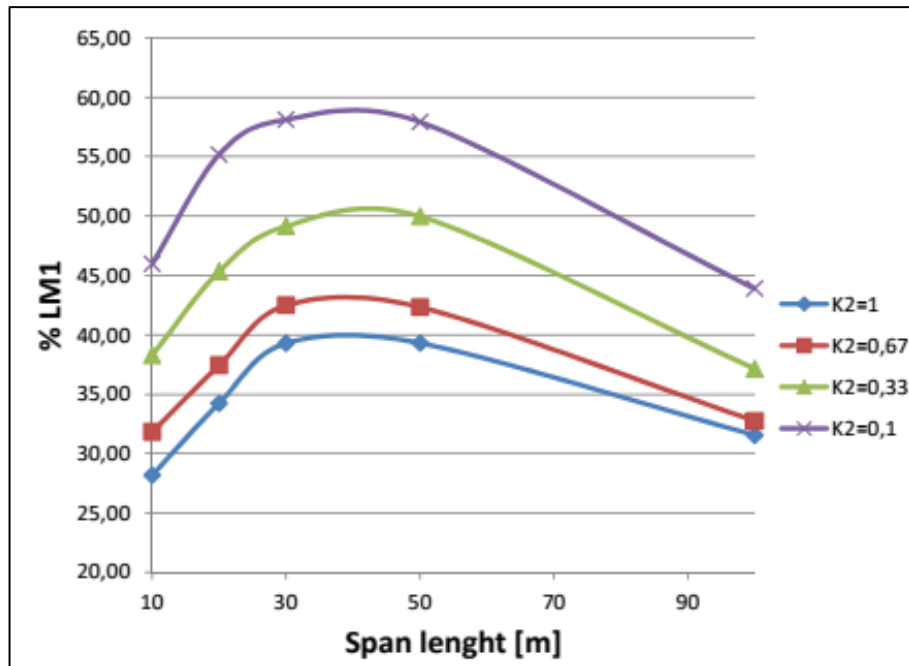


*Kuva 22. Laattapalkkisillan elementtiverkko Lusas Modeller – ohjelmistossa.*

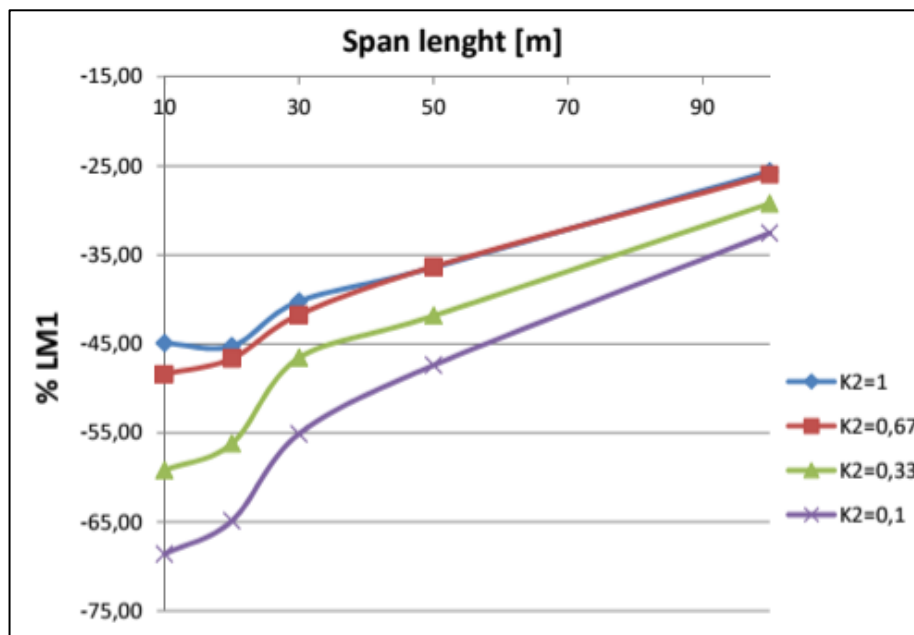
### 3.2.2 Rasitusten jakautuminen kaksiaukkoisille teräs- ja betonisilloille

Tämän työn lisäksi kuormien jakautumista teoreettisilla siltakohteilla on tarkasteltu artikkelissa ”Equivalent stresses of traffic loading by simulation” [23]. Kyseisessä artikkelissa tarkasteltiin kaksiaukkoisia teräs- ja betonisilloja, joiden jännemitat vaihtelivat 10 metrin ja 100 metrin välillä. Tarkastelluille silloille simuloitiin liikennevirta ja tarkasteltiin siitä aiheutuvan rasitusvaihtelun jakautumista sillan poikkisuunnassa. Saatuja rasitusvaihteluja verrattiin väsytytkuormakaavioilla FLM1 ja FLM3 sekä suunnittelukuormakaaviolla LM1 saatuihin rasitusvaihteluihin. Simuloinnissa hyödynnettiin tässäkin diplomityössä esitettyjä kaistakohtaisia kuormanjakokertoimia. Oletuksena oli, että kaistalta 1 aiheutuvat rasitukset siirtyvät kaikissa tarkastelluissa tapauksissa 100 %:sti palkille 1. Kaistalta 2 palkille 1 siirtyvien rasitusten osuudesta käytettiin merkintää K2 ja sille annettiin tutkimuksessa arvot 0.1, 0.33, 0.67 ja 1.0. Kertoimen eri arvoilla kuvattiin kaistan 2 vaihtelevaa sijaintia palkkiin 1 nähden. Kaistan 2 sijainti vaihteli riippuen siitä, tarkasteltiinko kuormien jakautumista simulointi- vai suunnittelukaistoilta. Artikkelin tutkimuksessa käytettiin samoja liikenneluokkia ja ajoneuvotietoja kuin tämän diplomityön simuloinnissa.

Kuvissa 23 ja 24 on esitetty artikkelin teräspalkkisilloille aiheutuvien ekvivalenttien tuki- ja aukkomomenttien vaihtelut sillan jännemitan muuttuessa. Ekvivalentit momenttivaihtelut on näissä esitetty prosenttiosuuksina suunnittelukuormakaaviosta LM1 aiheutuviin momenttivaihteluihin. Kaikissa käyrissä kaistalta 1 aiheutuvista rasituksista 100 % siirtyy palkille 1 ja kaistalta 2 palkille 1 siirtyvien rasitusten osuus vaihtelee käyritäin. Molemmissa kuvissa liikenneluokka on 1.



Kuva 23. Simuloinnista saadun ekvivalentin aukkomentin osuus suunnittelukuorma-kaaviosta LM1 aiheutuvasta momentista sillan jännemitan vaihdellessa. Tarkasteltavana teräspalkkisilta.



Kuva 24. Simuloinnista saadun ekvivalentin tukimomentin osuus suunnittelukuorma-kaaviosta LM1 aiheutuvasta momentista sillan jännemitan vaihdellessa. Tarkasteltavana teräspalkkisilta.

Betoniteräksen kohdalla käyrät ovat muodoltaan samanlaiset kuin kuvissa 23 ja 24 esitetyt rakenneteräksen käyrät. Betoniteräksillä ekvivalenttien momenttien ja suunnittelukuormakaaviosta LM1 aiheutuvien momenttien väliset suhdeluvut ovat 1-5 prosenttiyksikköä pienempiä kuin rakenneteräksellä.

Simuloinnista saadut ekvivalentit rasitusvaihtelut olivat 10–30 % pienemmät liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Simulointitulosten perusteella Eurokoodin soveltamisohjeet NCCI1, NCCI2 ja NCCI4 kaipaivat päivitystä väsytyksimitoituksessa käytettävien väsytyksikuormakaavioiden FLM1 ja FLM3 osalta. Kyseiset väsytyksikuormakaaviot ovat riittämättömiä, kun mitoitetaan kaksiaukkoisia ja kaksikaistaisia teräsiltoja väsymiselle ja väsytyksikuormakaaviot on sijoitettu simulointikaistoille. Kuitenkin väsytyksikuormakaavioiden sijaitessa suunnittelukaistoilla ja sillan hyötyleveyden ollessa suuri, kaaviot soveltuvat teräsiltojen väsytyksimitoitukseen hyvin. Betonisiltojen osalta väsytyksikuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitusvaihtelut ovat hyvin linjassa simuloinnista aiheutuvien rasitusvaihteluiden kanssa. Väsytyksikuormakaavio FLM3 puolestaan ei toimi yhtä hyvin betonisiltojen väsytyksimitoituksessa.

### 3.3 Todellisten siltakohteiden tarkastelu

Tämän tutkimuksen toisena osana tarkasteltiin simuloinnista aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttamaa väsymistä kolmella todellisella siltakohteella. Simulointia varten ohjelmaan määriteltiin kullekin tarkasteltavalle rasitusuurelle influenssiviivat, joiden avulla ohjelma määrittelee simulaatiossa yksittäisistä akseleista aiheutuvat rasitukset tarkasteltavissa pisteissä. Influenssiviivat määriteltiin tasajaolla sillan pituudesta riippuen 21–30 sillan pituussuuntaisessa sijainnissa. Influenssiviivat ilmoitettiin ohjelmaan erikseen molemmille kaistoille. Siltakohtaiset influenssiviivat on esitetty liitteessä 1.

Simulaation kulku on kuvattu kappaleessa 4. Simulaatiosta saatiin simuloidun liikennevirran aiheuttamat jännitysvaihtelut sillalla sen suunnitellun käyttöiän aikana. Jännitysvaihteluiden aiheuttamat väsymisvauriot laskettiin Excel-taulukkolaskentaohjelman avulla.

Simuloitujen jännitysvaihtelujen lisäksi Lusas Modeller – ohjelmistolla määriteltiin kullekin sillalle suunnittelukuormasta LM1 sekä väsytyksikuormista FLM1 ja FLM3 aiheutuvat rasitusvaihtelut. Sillan suunnassa suunnittelukuorman LM1 sekä väsytyksikuormakaavion FLM1 mukaiset pintakuormat sijoitettiin silloille jänneväleittäin. Telikuormat kuljetettiin kunkin sillan rakennemallin yli tasaisin välimatkoin sijoitettujen pisteiden kautta. Näitä pisteitä pitkin kuljetettiin kunkin tarkasteltavan sillan yli myös väsytyksikuormakaavio FLM3. Väsytyksikuormakaaviosta FLM3 aiheutuneet ekvivalentit rasitusvaihtelut laskettiin Excel-taulukkolaskentaohjelmalla kertomalla saadut rasitusvaihtelut asianmukaisilla vauriokertoimilla sekä betoniteräksiä tarkasteltaessa lisäksi akselikuormien korotuskertoimilla. Suunnittelu- ja väsytyksikuormista sekä simuloinnista aiheutuvien rasitusvaihtelujen vertailu tehtiin myös Excel-taulukkolaskentaohjelmalla.

## 4. LIIKENTEEEN SIMULOINTI

### 4.1 Yleistä

Simulaatiolla tarkoitetaan tilastollista, todellisuutta jäljittelevää menetelmää, joka tarjoaa vaihtoehdon matemaattiselle analyysille [18]. Simuloinnin avulla voidaan helpottaa sellaisen tosielämän tapahtuman tai toiminnon tutkimista, jonka tarkastelu muuten olisi liian monimutkaista. Simulaatiossa satunnaiset prosessit syntyvät ennalta määriteltyjen lähtötietojen mukaan. Nämä lähtötiedot sisältävät ehdot siitä, miten todellisuus jäljentyy simulointiohjelmassa. Simuloinnista voidaan kerätä tietoa ja tehdä sen perusteella johtopäätöksiä todellisen järjestelmän toiminnasta. [17] [18]

Kuten tutkimuksessa Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin [1] myös tässä tutkimuksessa käytettävä simulointiohjelma hyödyntää stokastista simulointia. Stokastisessa simuloinnissa järjestelmän satunnaismuutujat saavat arvonsa satunnaislukujen perusteella. Tämä tapahtuu määrittelemällä jokaiselle satunnaisluvulle sääntö, jonka perusteella satunnaisluku on muodostettu. [18]

### 4.2 Tutkittavat tapaukset

Simuloitu liikennevirta muodostettiin ajoneuvoasetuksen mukaisista raskaista ajoneuvoista sekä satunnaisista, valvomattomista erikoiskuljetuksista. Kuten tutkimuksessa Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin [1] myös tässä simulointi koostui ajoneuvojen yhdeksästä erilaisesta tyypistä. Jokainen näistä jaoteltiin edelleen viiteen eri alaryhmään, joille määriteltiin erikseen ajoneuvojen kokonaismassat, akselien lukumäärät sekä pituudet.

Simulointia varten on määritetty kaksi liikenneluokkaa, joilla on erilaiset raskaan liikenteen vuosittaiset, kaistakohtaiset liikennemäärät sekä ajoneuvojen kohtaamistodennäköisyydet. Liikenneluokkaan 1 kuuluvalla, kaksikaistaisella sillalla kaistakohtainen raskaiden ajoneuvojen määrä on 500 000 yksikköä vuodessa. Kyseiseen luokkaan kuuluvia teitä ovat suurten kaupunkien läheisyydessä olevat vilkkaat tiet. Suomessa liikenneluokkaan 1 kuuluvia teitä löytyy pääasiassa vain Helsingin, Turun ja Tampereen läheisyydestä. Liikenneluokassa 2 vastaava raskaiden ajoneuvojen määrä on 150 000. Suomen mittapuussa myös liikenneluokan 2 mukainen liikennemäärä on varsin suuri. Liikenneluokkaan 2 kuuluvia teitä ovat Suomen tieverkon päätiet, eli valtatiet. Ajoneuvomääriltään tarkastellut liikenneluokat vastaavat likimäärin Eurokoodin soveltamisohjeen NCCI1 Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet taulukon B4 liikenneluokkia 2 ja 3 (taulukko 10) [7]. Liikenneluokat valittiin tutkimukseen sillä perusteella, että niiden mukai-

sia raskaan liikenteen määriä on käytetty tutkimuksissa aiemminkin [1]. Lisäksi joka neljäs Suomen silloista sijaitsee liikenneluokkaan 1 tai 2 kuuluvalla tieosuudella [4]

*Taulukko 10. Raskaiden ajoneuvojen lukumäärät eri liikenneluokissa [7].*

Liikenteen luokat (suluissa on esitetty kriteerit liikenteen luokan valinnalle: raskaiden ajoneuvojen määrä/vrk/suunta sillan käyttöiän alussa)		N <sub>obs</sub> vuotta ja hitaan liikenteen kais- taa kohti (Laskennassa käytetty raskaiden ajoneuvojen määrä/vuosi/suunta)
1	Moottori-, moottoriliikenne- ja muut tiet, joilla suuntaa kohti on vähintään 2 kaistaa, ja joilla kuorma-autoista muodostuva liikennemäärä on suuri (> 1200 raskasta ajoneuvoa /vrk/suunta)	$2,0 \times 10^6$
2	Moottori-, moottoriliikenne- ja muut tiet, joilla kuorma-autoista muodostuva liikennemäärä on keskimääräinen (200...1200 raskasta ajoneuvoa /vrk/suunta)	$0,5 \times 10^6$
3	Päätiet, joilla kuorma-autojen liikennemäärä on vähäinen (50...200 raskasta ajoneuvoa /vrk/suunta)	$0,125 \times 10^6$
4	Paikallistiet, joilla kuorma-autojen liikennemäärä on vähäinen (< 50 raskasta ajoneuvoa /vrk/suunta)	$0,05 \times 10^6$

Ajoneuvojen kohtaaminen on tässä tutkimuksessa määritelty tapahtumaksi, jossa vastakkaisten kaistojen ajoneuvojonojen ensimmäisten ajoneuvojen välinen etäisyys on korkeintaan 300 metriä. Eurokoodin taustadokumentin Siltojen suunnittelussa käytetyt kuormat ja osavarmuusluvut perusteella on ajoneuvojonojen kohtaamiselle saatu liikenneluokissa 1 ja 2 taulukon 11 mukaiset todennäköisyydet. Liikenneluokassa 1 kaista-kohtainen liikennemäärä on suurempi kuin liikenneluokassa 2, jolloin myös kohtaamistodennäköisyys on suurempi. [1]

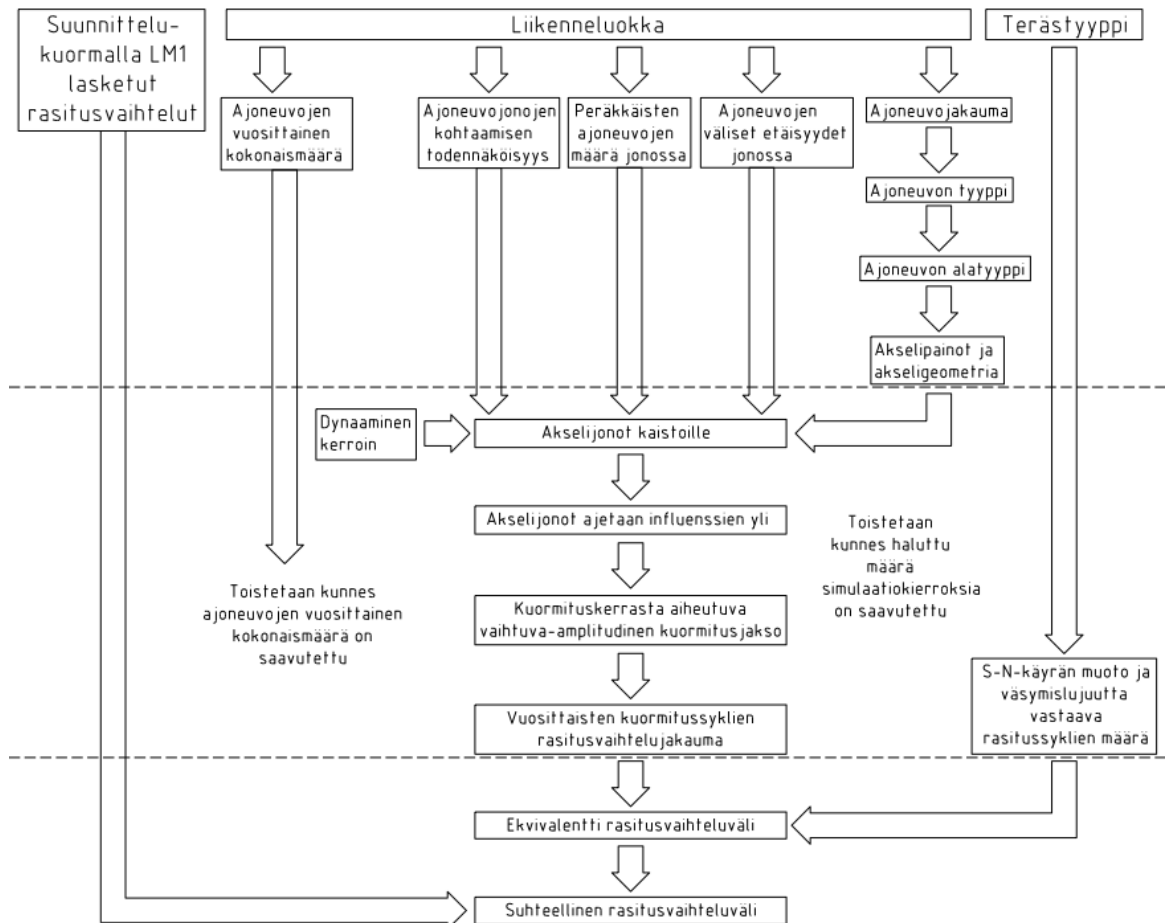
*Taulukko 11. Ajoneuvojonojen kohtaamistodennäköisyydet simulointiohjelmassa.*

Jonojen kohtaamistodennäköisyys	
Liikenneluokka 1	70 %
Liikenneluokka 2	15 %

### 4.3 Simulaation kulku

Kuten tutkimuksessa Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin [1] myös tässä tutkimuksessa ekvivalenttista raskasta sillalla arvioitiin simuloimalla erillisiä liikennetapauksia kahdelle vastakkaissuuntaiselle kuormakaistalle. Jokainen liikennetilanne tarkasteltiin erillisenä kuormitustapauksenaan. Raskaat ajoneuvot esiintyivät sillalla satunnaisesti joko yksittäisinä ajoneuvoina tai 2-5 ajoneuvon jonona. Ohjelma jatkaa simulointia, kunnes liikenneluokan mukainen vuosit-

tainen ajoneuvomäärä on saavutettu. Tässä tutkimuksessa siltojen suunnitelluna käyttöikä pidettiin 100 vuotta, joten simulaatiokierroksia suoritettiin 100 kpl, jotta simulointi kattoi koko suunnitellun käyttöiän. Ohjelma poimi jokaisesta kuormitustapauksesta tarkasteltavaan pisteeseen aiheutuneiden rasitusten ääriarvot sekä toteutuneiden rasitussykliä lukumäärän. Periaatekuva simulointiohjelman toiminnasta on esitetty kuvassa 25.



Kuva 25. Periaatekuva simulointiohjelman toiminnasta.

Simulointiohjelmassa jokainen ajoneuvoista ja ajoneuvojonoista simuloidaan etenemään sillalla lähtötiedoissa määritellyin kuorma-asklein. Kunkin askeleen kohdalla ohjelma määrittelee tarkasteltavaan pisteeseen aiheutuvan rasituksen influenssiarvojen avulla. Jokaisesta yksittäisestä kuormituskerrasta ohjelma tallentaa tarkastelupisteeseen aiheutuneen vaihtuva-amplitudisen rasitusjakson. Vaihtuva-amplitudinen rasitusvaihtelu muutetaan yksittäisiksi rasitusten ääriarvoiksi kappaleessa 2.3.3 esitellyn vesisäiliömenetelmän avulla. Yksittäisten rasitusten ääriarvojen erotuksesta saadaan syklin rasitusvaihtelu.

Yksittäisten rasitusvaihtelujen listaamiseksi ohjelmaan on luotu asteikko, johon jokainen syntyneistä rasitusvaihteluista sijoitetaan. Ohjelma laskee, montako syklin puolikas-

ta sijoittuu millekin rasitusvaihteluvälille. Ohjelma jakaa puolikkaiden syklien määrän kahdella, jolloin saadaan selville kokonaisten rasitus syklien vuosittainen lukumäärä. Lopulta tämä syklien määrä kertaantuu suunnitellun käyttöiän mukaisella vuosimäärällä, jolloin saadaan rasitus syklien määrä koko sillan käyttöiän aikana.

Eri terästyypeille annettiin ohjelman lähtötiedoissa tiedot kyseisen terästyypin S-N-käyrän muodosta. Laskennan kannalta merkittävää oli se, missä käyrän pisteessä sen kulmakerroin muuttuu sekä mitkä ovat käyrän kulmakertoimet ennen ja jälkeen tämän pisteen. Rakenneteräkselle on määritelty erilliset käyrät taivutuksen ja leikkauksen tarkasteluun. Koko kuormitushistorian aikana tapahtuneiden rasitusvaihtelujen aiheuttama väsymisvaurio sillalla määriteltiin ekvivalentin rasitusvaihtelun avulla. Standardin EN 1993-1-9 [6] kappaleessa 7.1 (2) esitetään rakenneteräksen vakioamplitudisen jännitysvaihtelun väsymislajuuden laskentaan seuraavat kaavat, joita voidaan hyödyntää ekvivalentin rasituksen laskennassa.

$$\Delta R_{Ekv,1}^m * 2 * 10^6 = \sum (\Delta R_{Ri}^m * N_{Ri}), \text{ kun } \sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6 \quad \{4.1\}$$

$$\Delta R_{Ekv}^m * 5 * 10^6 = \sum (\Delta R_{Ri}^m * N_{Ri}), \text{ kun } 5 * 10^6 < \sum N_{Ri} < 1 * 10^8, \quad \{4.2\}$$

joissa  $\Delta R_{Ekv,1}$  on simuloidun liikenteen aiheuttama ekvivalentti rasitusvaihtelu, kun  $\sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6$

$\Delta R_{Ekv}$  on simuloidun liikenteen aiheuttama ekvivalentti rasitusvaihtelu, kun  $5 * 10^6 < \sum N_{Ri} < 1 * 10^8$

m on S-N-käyrän mukainen jännityksen eksponentti, m = 3, kun  $\sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6$  ja m = 5, kun  $5 * 10^6 < \sum N_{Ri} < 1 * 10^8$

$\sum \Delta R_{Ri}$  on yksittäisten rasitusvaihtelujen kertymä

$N_{Ri}$  on kutakin rasitusvaihtelua  $\Delta R_{Ri}$  vastaava syklien lukumäärä

Kaava 4.2 pätee siis teräksen S-N-käyrällä sillä alueella, jossa käyrän kulmakerroin on 5. Tässä työssä rakenneteräkselle käytetään kuvan 2 mukaisia yksinkertaistettuja S-N-käyriä, jolloin kaava 4.2 pätee. kun  $5 * 10^6 < \sum N_{Ri}$ . Muokkaamalla kaavaa 4.1 saadaan ekvivalentin rasitusvaihtelun ratkaisemiseksi kaava 4.3.

$$\Delta R_{Ekv,1} = \left( \frac{\sum (\Delta R_{Ri}^3 * N_{Ri})}{2 * 10^6} \right)^{1/3}, \text{ kun } \sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6 \quad \{4.3\}$$

Kun kuormitushistorian aikana syntyneiden rasitus syklien määrä oli  $5 * 10^6 < \sum N_{Ri} < 1 * 10^8$ , koostui ekvivalentti rasitusvaihtelu kahdesta osasta:

- kaavan 4.3 mukaisesta rasitusvaihtelusta, kun  $\sum N_{Ri} \leq 5 * 10^6$
- rasitusvaihtelusta, kun  $5 * 10^6 < \sum N_{Ri} < 1 * 10^8$



Hyödynnetään kappaleen 2.3.2 mukaista tietoa siitä, että rakenneteräksen väsymiskäyrien taitepisteet voidaan ilmoittaa myös kertomalla käyrää vastaavaa väsymisluokkaa tietyillä kertoimilla. Tämän tiedon ja kaavojen 4.2 ja 4.3 avulla saadaan:

$$\Delta R_{Ekv} = 1,357 * \left( \frac{(0,737 * \Delta R_{Ekv,1})^5 * 5 * 10^6 + \sum (0,737 * \Delta R_{Ri})^5 * N_{Ri}}{5 * 10^6} \right)^{\frac{1}{5}}, \text{ kun } 5 * 10^6 < \sum N_{Ri} < 1 * 10^8 \quad \{4.4\}$$

Vastaavat laskentakaavat ekvivalentin rasitusvaihtelun laskemiseksi voidaan kirjoittaa myös betoniteräkselle kuvan 3 perusteella [12].

$$\Delta R_{Ekv,1} = \left( \frac{\sum (\Delta R_{Ri})^{k1} * N_{Ri}}{N^*} \right)^{1/k1}, \text{ kun } \sum N_{Ri} \leq N^*, \quad \{4.5\}$$

jossa  $N^*$  on ekvivalenttia rasitusta vastaavien rasitus syklien lukumäärä, joka on rakenteen väsymislujuutta vastaava syklimäärä

Rasitus syklien lukumäärän ylittäessä arvon  $N^*$  saadaan ekvivalentti rasitusvaihtelu kaavan 4.6 avulla:

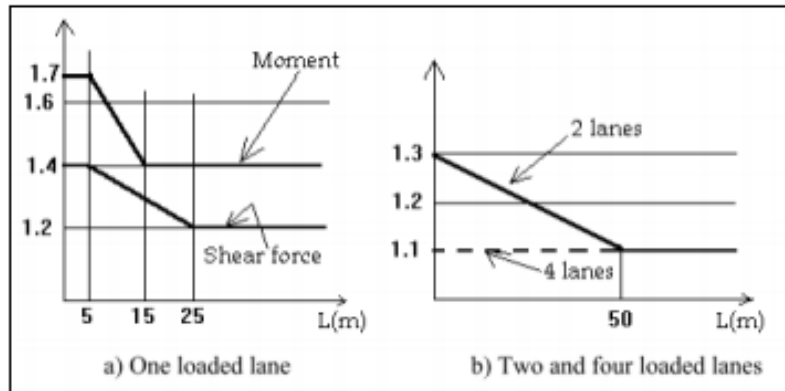
$$\Delta R_{Ekv} = \left( \frac{(\Delta R_{Ekv,1})^{k2} * N^* + \sum (\Delta R_{Ri})^{k2} * N_{Ri}}{N^*} \right)^{1/k2}, \text{ kun } N^* \leq \sum N_{Ri} \leq N, \quad \{4.6\}$$

jossa  $N$  on rasitus syklien kokonaismäärä

Lusas Modeller - ohjelmalla laskettiin LM1-kuormakaavion aiheuttamat suurimmat rasitusvaihtelut tarkasteltavissa pisteissä. Nämä maksimivaihtelut syötettiin ohjelmaan, sillä ohjelma vertaa ekvivalentista rasitusvaihteluväliä LM1-kuormakaavion mukaiseen vaihteluun. Tuloksena saatiin kustakin rasituksesta suhdeluku  $\frac{\Delta R_{Ekv}}{\Delta R_{LM1}}$ .

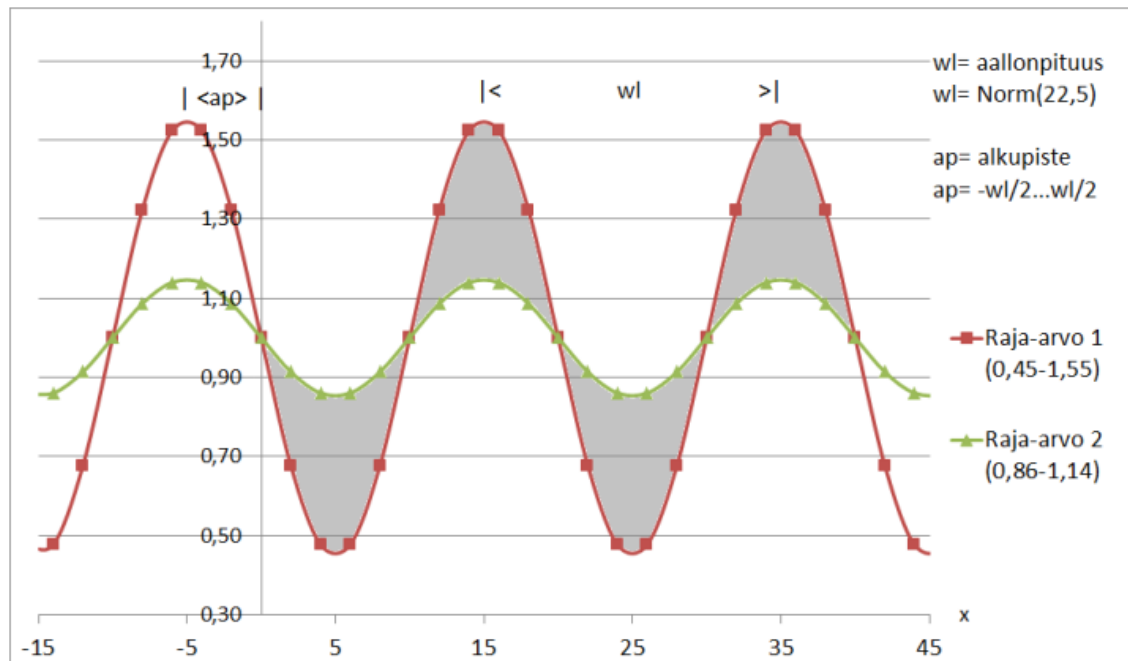
## 4.4 Dynaaminen suurennuskerroin

Simuloinnissa käytettiin dynaamista suurennuskerrointa simulointikuormien vaikutuksia kasvattavana. Dynaaminen kerroin on ohjelmassa otettu huomioon Eurokoodin taustadokumentin [22] mukaisesti. Simulointiohjelmassa dynaamisen kertoimen ylärajat vastaavat kyseisen taustadokumentin mukaisia arvoja, kun influenssiviivan pituus on 10 metriä: 1,55 momenttirasituksille ja 1,35 leikkausrasituksille sekä tukireaktioille, kuva 26.



Kuva 26. Dynaaminen kerroin. [22]

Ohjelma valitsee kertoimen satunnaisesti jokaiselle ajoneuvolle tai ajoneuvon osalle. Kuten tutkimuksessa Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin [1] dynaaminen kerroin saa arvonsa kahden harmonisen aallon väliltä (kuva 27). Suurempi amplitudinen aalto saa momenttirasitusten kohdalla arvoja väliltä 0,45–1,55 ja leikkausrasitusten sekä tukireaktioiden kohdalla arvoja väliltä 0,65–1,35. Pienempi amplitudinen aalto on sama sekä momenttirasituksilla, leikkausrasituksilla että tukireaktioilla ja saa arvoja väliltä 0,86–1,14.



Kuva 27. Dynaaminen kerroin momenttirasituksille [1].

## 5. TODELLISET KOHTEET

Tässä työssä arvioitiin kolmen todellisen kohteen väsymiskestävyyttä simuloinnin avulla. Mikäli väsymiskestävyys havaittiin riittäväksi, ei rakenteisiin oleteta aiheutuvan väsymismurtumaa niille suunnitellun käyttöiän aikana. Lisäksi tarkasteltiin sitä, millaisia jännitysvaihteluja silloille aiheutui väsytyskuormakaavioista FLM1 ja FLM3. Yksi tarkastelluista silloista oli teräsbetoninen laattasilta ja kaksi muuta liittorakenteisia palkkisilloja. Sillat ovat rakenteeltaan hyvin tavanomaisia ja siksi samanlaisia siltoja voi sijoittaa teoriassa missä vain maamme tieverkostolla. Tämän vuoksi kyseiset sillat soveltuvat hyvin tutkimukseen, vaikkei niiden todellinen raskaan liikenteen määrä vastaisi tarkasteltuja liikenneluokkia. Tarkasteltujen siltojen tavallisuuden vuoksi niille tehtyjä väsymistarkasteluja ei pidä pitää vain yksittäistapauksina, vaan vastaavaa väsymiskäyttämistä voi esiintyä laajemmaltikin maamme silloissa.

Suunnittelukuormakaistat sijoitettiin kaikille silloille kappaleen 3.1 mukaisesti aivan sillan hyötyleveyden toiseen reunaan. Näille kaistoille sijoitettiin tarkasteltavat suunnittelu- ja väsytyskuormakaaviot. Todelliset kuormakaistat sijoitettiin silloille myös kappaleen 3.1 mukaista kaistojen todellista sijoittelua mukaillen. Simulointi liikenne sijoitettiin näille todellisille kuormakaistoille 1t ja 2t. Vertailun vuoksi tarkasteltiin tilannetta, jossa myös suunnittelukuormat sijoitettiin simulointikaistoille. Tällöin tarkastelupisteisiin aiheutuvia rasituksia verrattiin rasituksiin, jotka syntyivät suunnittelukuormien sijaitessa suunnittelukaistoilla.

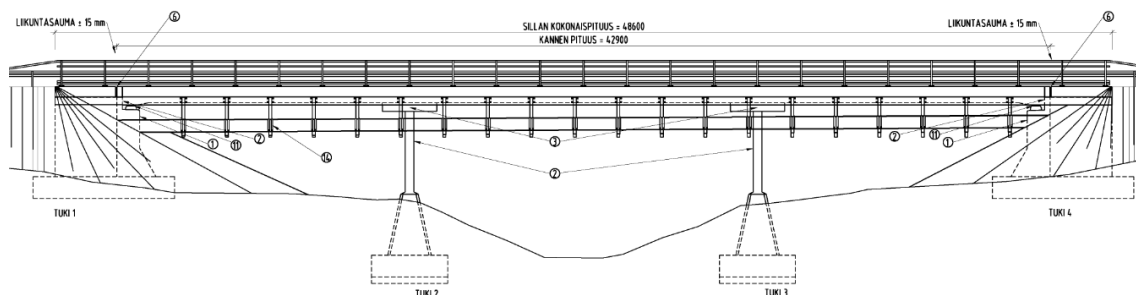
Jokaisesta tutkittavasta sillasta valittiin 4-9 tarkastelupistettä, joissa laskettiin jännitysvaihtelun aiheuttama väsymisvaurio 100 vuoden aikana. Simulointi suoritettiin erikseen jokaiselle sillalle. Simulointia varten ohjelmaan määriteltiin siltakohtaiset influenssiarvot, jännemitat sekä tarkasteltava materiaali.

Liittopalkkisilloista luotiin arinamallit ja tarkasteltiin myös sitä, miten arinapalkkien vääntöjäykkyyden pienentäminen vaikuttaa rasiusten jakautumiseen. Vaikutusta tarkasteltiin influenssiviivojen kautta. Arinapalkkien vääntöjäykkyyttä pienennettiin lähelle nollaa ja havaittiin, ettei tällä juuri ollut vaikutusta influenssiarvoihin. Muutosta influenssiarvoihin ei syntynyt yhdenkään rasiussuureen kohdalla edes yhtä prosenttia.

### 5.1 Vähäjoen silta

Vähäjoen silta on Turussa sijaitseva vesistösilta, joka on siltatyypiltään teräsbetoninen jatkuva laattasilta. Silta on Tielaitoksen hyväksymien tyyppipiirustusten mukainen tyyppisilta. Sillan hyötyleveys on 10,00 m. Silta on kolmiaukkoinen ja sen jännemitat

ovat 12,80 m + 16,00 m + 12,80 m. Laatan paksuus poikkileikkauksessa vaihtelee välillä 571...660 mm. Silta on suunniteltu vuonna 1960 kuormitukselle AI ja sen välitukia on vahvistettu vuonna 2014. Lisäksi sillalle on tehty perusparannus päällysrakenteen osalta vuonna 2015. Vuoden keskimääräinen vuorokausiliikenne sillalla on 16 498 ajoneuvoa (laskettu 2016). Tästä 9 % on raskasta liikennettä. Sillan pituusleikkaus on esitetty kuvassa 28.



Kuva 28. Vähäjoen sillan pituusleikkaus.

Sillan poikkileikkausten lähtöarvot on esitetty taulukossa 12.

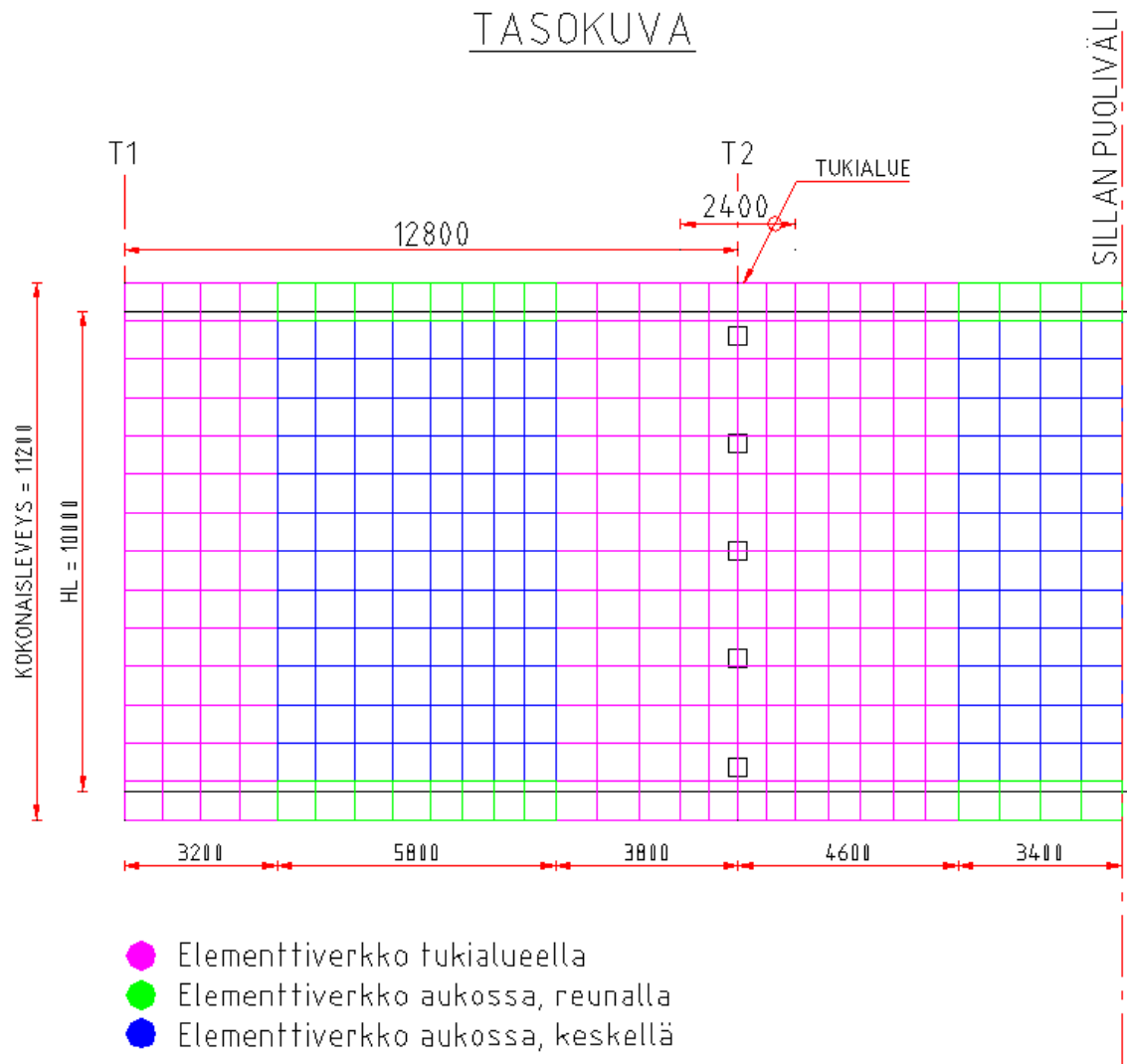
Taulukko 12. Vähäjoen sillan väsymislaskennan lähtöarvot.

	Aukossa	Tuella
Elementtityyppi	Thick shell	Thick shell
Laatan korkeus h [mm]	615	660
Suojabetoni c [mm]	25	25
Tarkasteltavan raudituksen ala vedetyllä puolella $A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	3800	3800*
Laatan tehollinen korkeus d [mm]	579	627,5
Betonin kimmokerroin $E_{cm}$ [MPa]	31 476	31 476
Betoniteräksen kimmokerroin $E_s$ [MPa]	200 000	200 000
Väsytyskuormitetun betoniteräksen osavarmuuskerroin $\gamma_{S,fat}$	1,15	1,15
Väsytyskuormien osavarmuuskerroin $\gamma_{F,fat}$	1,00	1,00

\*) Tuella tarkasteltavan raudituksen alassa huomioitu kannen yläpinnan pääraudoituksen lisäksi tukien kohdalla laatan yläpintaan nostetut lisäteräksset.

Vähäjoen siltaa tarkasteltiin siitä luodun Lusas – mallin avulla. Malli oli pitkälti samanlainen kuin teoreettisten siltakohteiden tarkastelua varten luodut laattasiltojen mallit. Vähäjoen sillan kannelle luotiin elementtiverkot erikseen aukkojen reuna-alueille, aukkojen keskelle ja tukialueille. Elementtityyppinä käytettiin koko sillalla Thick shell –

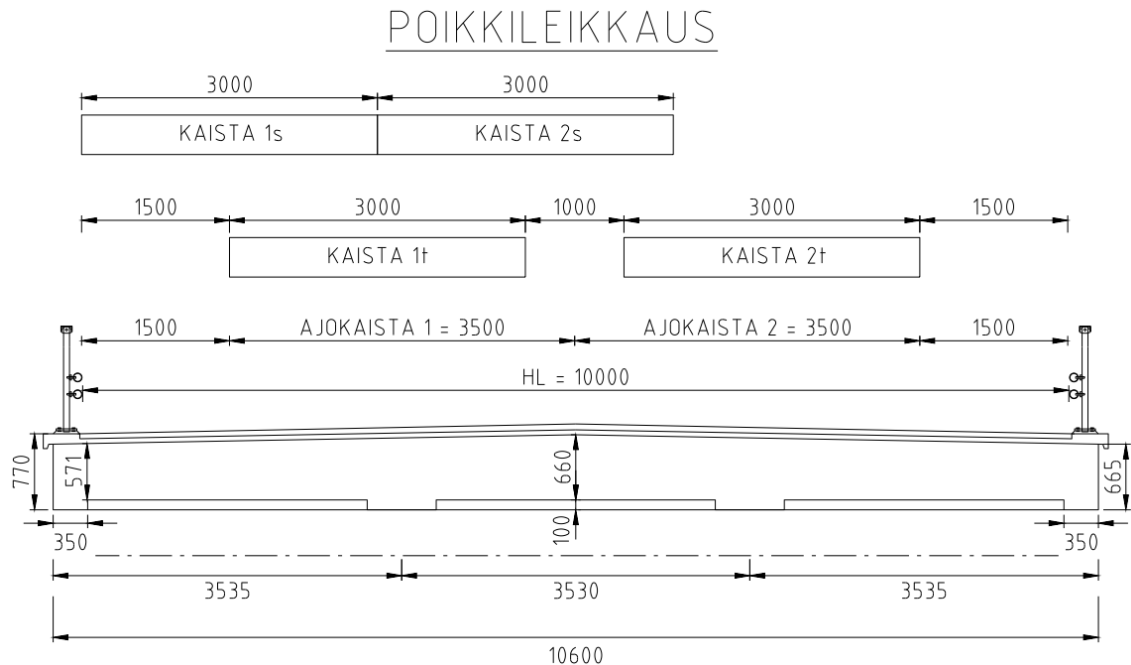
elementtiä. Periaatekuva Vähäjoen sillalta luodusta rakennemallista on esitetty kuvassa 29.



Kuva 29. Elementtiverkko Vähäjoen sillasta luodussa Lusas –mallissa.

Kuvan 30 mukaisesti sillan kannen paksuus aukon keskilinjalla on 660 mm ja pienenee tästä sillan reunaa kohden arvoon 570 mm. Lisäksi sillan alkuperäisten suunnitelmien mukaan tukialueella kannen paksuus on 50 mm suurempi kuin aukossa. Tukialue käsittää tässä alueen, jonka pituus on kummankin välituen kohdalla 1,2 metriä sillan tukien molemmin puolin (kuva 29). Sillan alkuperäisten suunnitelmien mukaan sen maatuissa on käytetty B betonia K-250 ja välituen pilareissa sekä kannessa A betonia K-300. Sillan maatuille mallinnettiin alkuperäisten suunnitelmien mukaisesti liikkuvat laakerit. Laakeritukien poikkileikkausala oli  $0,5 \text{ m}^2$ . Välitukina puolestaan käytettiin poikkileikkaukseltaan neliön muotoisia pilareita, jotka luotiin malliin niveltukina. Välitukipilarin poikkileikkaus oli  $380 \times 380 \text{ mm}$ .

Sillalle sijoitettiin kuormakaistat 1s, 2s, 1t ja 2t kuvan 27 mukaisesti. Kaistat 1t ja 2t kuvaavat todellisen ajoneuvoliikenteen sijoittumista sillalle, ja niille sijoitettiin simulointikuormat. Suunnittelukuormat sijoitettiin standardin SFS-EN 1991-2 [3] mukaisesti kaistoille 1s ja 2s. Kuormat sijoitetaan 3,0 m leveille kuormakaistoille keskeisesti.



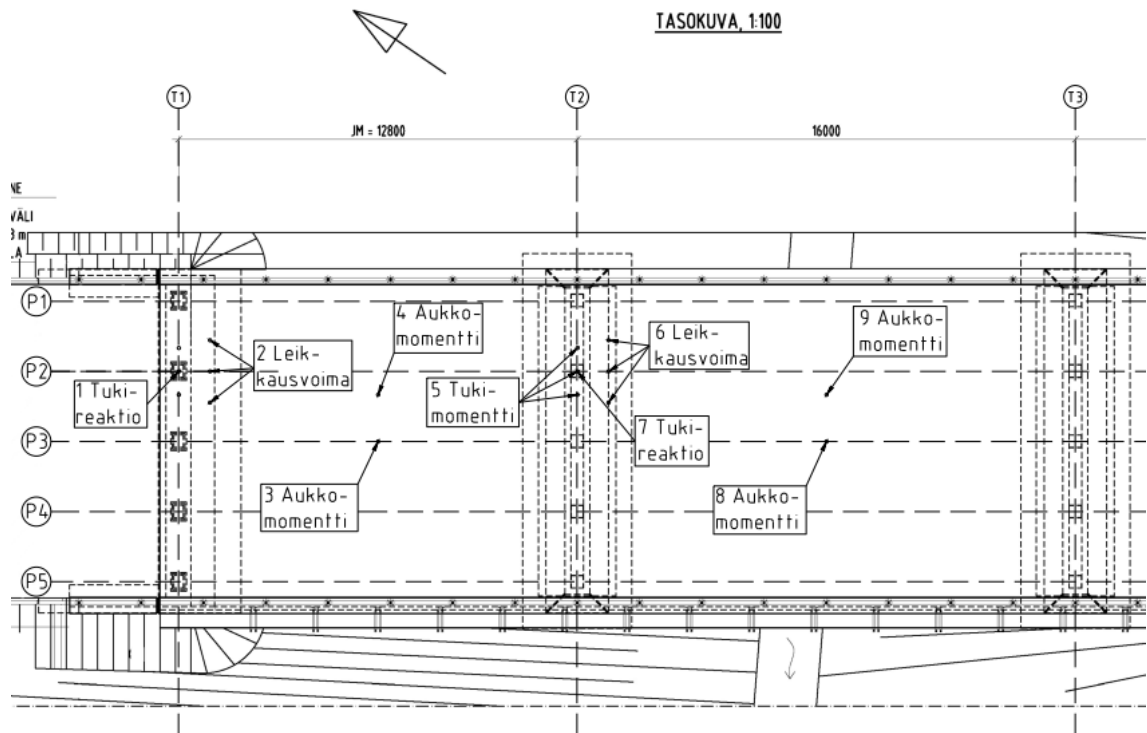
Kuva 30. Kuormakaistojen 1s, 2s, 1t ja 2t sijoittuminen sillalle.

Teräsbetonipoikkileikkaus oletettiin halkeilleeksi, jolloin betonin vetolujuus jätettiin huomioimatta. Väsymistarkastelu suoritettiin ainoastaan betoniteräkselle. Ohjelma simuloi Vähäjoen sillalle kaksisuuntaisen liikennevirran, vaikka todellisuudessa liikenne sillalla on yhdensuuntainen. Simulointi kuitenkin soveltuu myös kyseisen sillan tarkasteluun, sillä ohittavan liikenteen määrä yhdensuuntaisella tiellä on pienempi kuin kohtaavan liikenteen määrä kaksisuuntaisella tiellä. Näin ollen simuloinnilla saatava liikennevirta on suurempi kuin todellinen liikennevirta ja saatavat väsymistarkastelun tulokset ovat varmallalla puolella. Kuten todettua, Vähäjoen silta on tyypillinen teräsbetoninen laattasilta, jollaisia voi sijaita Suomessa millaisella tieosuudella tahansa. Tällöin on perusteltua tarkastella siltaa myös tilanteessa, jossa ajokaistoilla kulkee vastakkaisuuntainen liikenne.

### 5.1.1 Tarkasteltavat detaljit

Väsymismitoituksessa tarkasteltavien detaljien sijainnit on esitetty kuvassa 31. Vähäjoen silta on pituussuunnassa keskikohtansa suhteen symmetrinen, joten tässä tutkimuksessa riitti tarkastella vain sillan toiselle puolelle aiheutuvia rasitusvaihteluita. Poikkileikkausta tarkasteltiin väsymislaskelmissa 1000 mm leveänä kaistana.

Aukkomomentin kannalta tarkasteltavaksi pisteeksi valittiin kustakin aukosta kaksi pistettä, toinen sillan keskilinjalta ja toinen lähempää sillan reunaa. Sillan keskilinjalla sijaitseva tarkastelupiste valittiin sillä perusteella, että siihen syntyy suurin aukkomomentti LM1-kuorman sijaitessa kaistoilla 1t ja 2t. Lähempänä poikkileikkauksen reunaa sijaitseva piste valittiin tarkasteltavaksi, sillä siihen syntyi suurin aukkomomentti yksittäisen akselin kulkiessa kaistalla 1t. Sillan poikkisuunnassa tämä piste sijaitsi noin 3,5 m sillan reunalta kohti poikkileikkauksen keskipistettä.



Kuva 31. Vähäjoen sillalla tarkasteltavat pisteet sekä näissä tarkasteltavat rasitukset aukoissa 1 ja 2.

Tukimomenttia tarkasteltiin tukilinjalla T2 ja tukireaktiota tukilinoilla T1 sekä T2 kuvan 31 mukaisella pilarilinjalla 2. Pilarilinja 2 valittiin tarkasteltavaksi, sillä tällä linjalla pilareihin aiheutuu suurimmat tukimomentit ja – reaktiot yksittäisen akselin kulkiessa kaistalla 1t. Tukimomentin tasaamiseksi oletettiin sen jakautuvan leveydelle  $b_{sls}$ . Käyttörajatilassa tämä leveys voidaan olettaa seuraavaksi [8]:

$$b_{sls} = D + d * 1,6, \quad \{5.1\}$$

jossa  $D$  on pyöreän pilarin tai laakerin halkaisija. Neliön mallisen pilarin tapauksessa voidaan käyttää pilarin sivumittaa tarkasteltavassa suunnassa.  
 $d$  on kansilaatan tehollinen korkeus pituussuunnassa

Kaavan 5.1 perusteella tukimomentin oletettiin jakautuvan 1314 mm leveydelle. Käytännössä tämä toteutettiin laskemalla tukimomentti  $L_{usas}$  – mallin elementtiverkon kolmen vierekkäisen solmupisteen keskiarvona.

Tässä tutkimuksessa laattasillalta tarkastelluissa momenteissa huomioitiin ainoastaan momentti  $M_x$ . Vääntömomentti  $M_{xy}$  jätettiin siis tarkasteluissa huomioimatta, koska sillä ei katsottu tuella ja aukon keskellä olevan kovinkaan suurta merkitystä.

Rakenteeseen kohdistuvan leikkausvoiman tarkastelu tehtiin pilarilinjan 2 pilareiden läheisyydessä. Myös leikkausvoima määriteltiin laajemmassa pistejoukossa, jotta tarkastelu ei tapahtuisi liian pistemäisesti. Tarkastelussa huomioitiin  $L_{usas}$  – mallin elementtiverkon kolmen vierekkäisen solmupisteen leikkausvoimien keskiarvo.

Vähäjoen sillalla arvioitiin ainoastaan aukko- ja tukimomenttivaihteluista aiheutuvien taivutusjännitysvaihtelujen väsyttävää vaikutusta. Tukireaktioiden sekä leikkausvoimien tarkastelussa keskityttiin ainoastaan vertailemaan simulointi- ja suunnittelukuormista aiheutuvia rasituksia keskenään. Näiden rasitussuureiden kohdalla rasitusvaihtelun aiheuttamaa väsymisvauriota rakenteessa ei siis tarkasteltu lainkaan.

### 5.1.2 Liikenteen simulointi

Liikenteen simuloinnissa telikuormista aiheutuvat rasitukset laskettiin influenssiviivojen avulla. Sillan pituussuunnassa kaistat 1t ja 2t jaettiin tasaisesti 27 pisteeseen. Influenssiviivat syntyivät näissä pisteissä yksittäisen pistekuorman vaikutuksista tiettyyn rasitussuureeseen tarkasteltavassa pisteessä. Influenssiarvot määriteltiin erikseen molemmille kaistoille ja jokaiselle tarkasteltavalle rasitussuureelle. Influenssiarvot esitettiin siinä muodossa, että yksittäisen akselin aiheuttama rasitus saatiin kertomalla influenssiarvo akselipainolla (kaava 5.2). Summaamalla akselipainoilla kerrotut influenssiviivojen arvot saatiin kaikkien sillalla vaikuttavien akseleiden kokonaisvaikutus.

$$R_{inf} = inf * Q_{ik}, \quad \{5.2\}$$

jossa  $R_{inf}$  on yksittäisen akselin aiheuttama rasitus tarkastelupisteessä  
 $inf$  on influenssiarvo  
 $Q_{ik}$  on akselikuorma

Vähäjoen sillan influenssiviivat on esitetty liitteen 1 kuvissa 49 ja 50. Tarkastellaan esimerkiksi tilannetta, jossa kyseisen sillan kaistalla 1t, influenssipisteessä 5 sijaitsee 200 kN painoinen akseli. Tarkastellaan tämän akselin aiheuttamaa momenttia sillan ensimmäisen aukon keskilinjalla sijaitsevassa tarkastelupisteessä. Liitteen 1 kuvan 49 mukaan saadaan influenssipisteessä 5 influenssiarvoksi  $inf = 0,274$ . Tällöin tarkastelupisteeseen aiheutuu seuraava momentti:

$$M_{inf} = inf * Q_{ik} = 0,274 \frac{m}{m} * 200kN = 54,8 \frac{kNm}{m}$$



Vähäjoen sillalla aukkomomenttia tarkasteltiin sillan aukoissa 1 ja 2 sekä poikkileikkauksen keskilinjalla että tästä reunempana. Jokaiselle näistä pisteistä määritettiin omat influenssiarvonsa. Liitteen 1 kuvista 49 ja 50 havaitaan, että sillan keskilinjalla kaistojen 1t ja 2t momenttien influenssiarvojen suhde pysyy samana koko sillan matkalla. Näin ollen influenssiviivat muistuttavat sillan keskiosan osalta jatkuvan palkin influenssiviivoja. Lähempänä sillan reunaa kaistakohtaisten influenssiviivojen välinen suhde muuttuu riippuen kuorman sijainnista sillan pituussuunnassa.

Aukkomomenttien lisäksi influenssiviivat määriteltiin välituen tukimomentille, maa- ja välitukien tukireaktioille sekä maa- ja välitukien leikkausvoimille. Liitteen 1 kuvien 49 ja 50 perusteella näiden rasitus suureiden kohdalla kaistakohtaisten influenssiviivojen keskinäiset erot vaihtelevat sillan pituussuunnassa vielä selkeämmin kuin sillan reunapisteiden momentin tapauksessa.

### 5.1.3 Väsymistarkastelu

Tässä tutkimuksessa ei tarkasteltu betonin väsymistä. Teräsbetonirakenteella väsyminen ei useinkaan mitoiteta rakennetta, mutta raudoituksen väsymiskestävyys on osoitettava, kun rakenteeseen kohdistuu merkittäviä säännöllisiä kuormitusjaksoja [8]. Raudoituksen väsymiskestävyyden riittävyys tarkastetaan vertaamalla Palmgren-Minerin säännön mukaisesti ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä raudoituksen väsymiskestävyyteen. Kappaleen 2.3.2 kuvassa 3 on esitetty betoni- ja jänneterästen S-N -käyrät. Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin ainoastaan suoria ja taivutettuja betoniterästankoja, joiden S-N -käyrien parametrien arvot on esitetty taulukossa 13. Taulukossa on kuitenkin esitetty myös S-N -käyrien parametrit myös hitsattujen tankojen sekä jatkoskappaleiden osalta. Suorille ja taivutetuille betoniterästangoille väsymisluku 162,5 MPa määritellään jännityssyklien määrän ollessa  $10^6$ . [12]

*Taulukko 13. Tutkittavien betoniterästen S-N-käyrien parametrien arvot.*

Betoniteräksen tyyppi	N*	jännityksen eksponentti		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa) jännitysjaksojen määrän ollessa N*
		k1	k2	
Suorat ja taivutetut tangot	1,0E+06	5	9	162,5
Hitsatut tangot	1,0E+07	3	5	58,5
Jatkoskappaleet	1,0E+07	3	5	35

Taulukosta 13 havaitaan, että hitsatuilla tangoilla ja jatkoskappaleilla S-N -käyrien kulmakertoimet ovat pienemmät kuin suorilla ja taivutetuilla terästangoilla. Myös väsymisluku määritellään näillä terästyypeillä eri pisteestä käyrää kuin suorilla ja taivutetuilla tangoilla. Tämän vuoksi eri terästyyppien väsymislukuja ei suoraan voida verrata toisiinsa, vaikkakin väsymislukuja suuruusluokasta jo havaitaan niiden olevan hitsatuilla tangoilla ja jatkoskappaleilla reilusti suorien ja taivutettujen tankojen

arvoja pienempiä. Kuten kappaleessa 4.3 esitettiin, simulointiohjelmasta saatava ekvivalentti rasitusvaihtelun arvo riippuu tarkasteltavan teräksen väsymiskäyrän muodosta. Näin ollen myös simuloinnista aiheutuvat ekvivalentit rasitusvaihtelut olisivat hitsatuilla tangoilla ja jatkoskappaleilla erilaiset kuin suorilla ja taivutetuilla terästangoilla.

Ekvivalenttia jännitysvaihteluväliä laskettaessa oletettiin poikkileikkauksen olevan halkeillut. Tällöin betonilla ei oletettu olevan vetolujuutta, vaan kaikki rakenteeseen kohdistuvat vetojännitykset otettiin vastaan betoniteräksillä. Rakenteen leikkausteräksiin ei kohdistu leikkausvoimia, joilla olisi merkittävää väsyttävää vaikutusta. Tässä tutkimuksessa keskityttiin siis tarkastelemaan sillan aukko- ja tukimomenteista aiheutuvia taivutusjännitysvaihteluita.

Väsymistarkastelussa poikkileikkausta väsyttävä kuorma kerrottiin väsytyskuormien osavarmuuskertoimella  $\gamma_{F,fat}$ , jonka suositusarvo on 1,0 [12]. Lisäksi teräksen väsymiskestävyys jaettiin väsytyskuormitettujen betoni- ja jänneterästen osavarmuuskertoimella  $\gamma_{S,fat}$ . Yleisesti suositellaan betoniteräkselle käytettävän normaalisti vallitsevien mitoitustilanteiden osavarmuuslukua 1,15. [12]

### **Taivutusjännitys**

Taivutetun rakenteen mitoitus perustuu olettamukseen, että betoni on halkeillut aina neutraaliakseliin asti ja ainoastaan teräkset toimivat rakenteen vedetyllä puolella [13]. Momentista aiheutuvat taivutusjännitykset rakenteen vetopuolen betoniteräksissä voidaan määritellä seuraavasti [14]:

$$\sigma = \frac{M}{A_s * z} = \frac{M}{A_s * (d - \frac{x}{3})}, \quad \{5.3\}$$

jossa  $M$  on sillalle aiheutuva momentti

$A_s$  on poikkileikkauksen raudoituksen pinta-ala

$d$  on poikkileikkauksen tehollinen korkeus

$x$  on poikkileikkauksen puristusvyöhykkeen korkeus

Kun poikkileikkaus oletetaan halkeilleeksi ja tarkasteltavana on ainoastaan poikkileikkauksen vetorausdointi, voidaan puristusvyöhykkeen korkeus laskea kaavan 5.4 avulla [14].

$$x = \alpha * d * \rho * \left( \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha * \rho}} - 1 \right), \quad \{5.4\}$$

jossa  $\alpha$  on poikkileikkauksen materiaalien kimmokerroinsuhde  $\frac{E_s}{E_{cm}}$

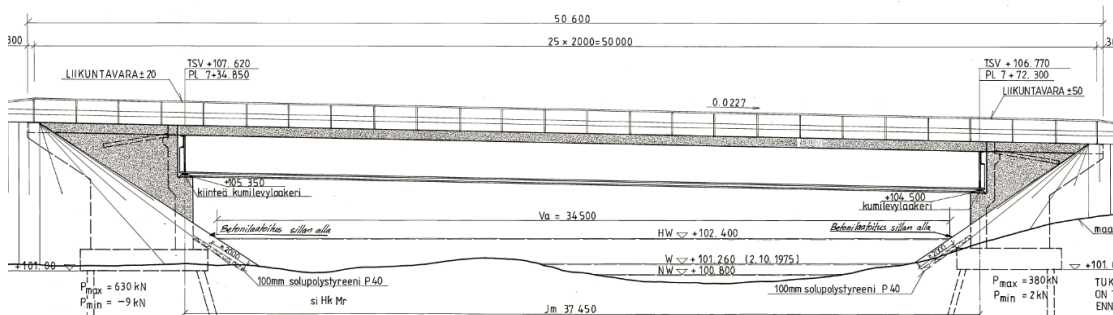
$\rho$  on geometrinen raudoitussuhde  $\frac{A_s}{d * b}$

Varmuus betoniteräksen väsymistä vastaan voidaan todentaa vertaamalla siihen kohdistuvaa jännitystä materiaalin S-N-käyrän mukaiseen väsymislujuuteen.

$$\frac{\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F,fat}}{\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S,fat}} < 1 \quad \{5.5\}$$

## 5.2 Melttusen silta

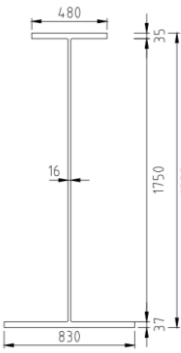
Melttusen silta on Kaavissa sijaitseva vesistösilta, joka on siltatyypiltään liittorakenteinen palkkisilta. Sillan jännemitta on 37,45 m ja hyötyleveys 7,50 m. Sillan jännemitta pyöristettiin laskentaa varten 38 metriin. Silta on suunniteltu vuonna 1983 kuormitukselle Lk1/Ek1. Vuoden keskimääräinen vuorokausiliikenne sillalla on 1113 ajoneuvoa (laskettu 2016). Tästä 9 % on raskaita ajoneuvoja. Sillan pituusleikkaus on esitetty kuvassa 32.

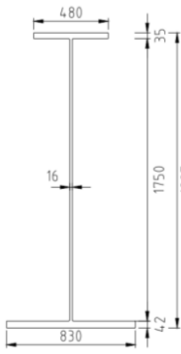


*Kuva 32. Melttusen sillan pituusleikkaus.*

Sillan pääpalkkien poikkileikkausmitat on esitetty taulukossa 14. Poikkileikkauksessa 2 teräspalkin alalaippa on 5,0 mm paksumpi kuin poikkileikkauksessa 1. Sillan keskellä noin 12 metrin matkalla pääpalkit ovat poikkileikkausta 2 ja muualla sillalla poikkileikkausta 1. Sillalla on uumajäykisteet maatukien kohdalla sekä aukossa noin 12,7 metrin välein. Pääpalkit ovat alkuperäisten suunnitelmien mukaan terästä RAEX 385 ja jäykisteet terästä Fe 52 D.

Taulukko 14. Melttusen sillan pääpalkkien lähtöarvot.

Teräspalkki, poikkileikkaus 1		
Pääpalkin korkeus $h_a$ [m]	1,822	
Poikkileikkauksen ala $A_a$ [m <sup>2</sup> ]	0,076	
Pääpalkin taivutusjäykkyys $I_a$ [m <sup>4</sup> ]	4,30E-02	
Pääpalkin vääntöjäykkyys $J$ [m <sup>4</sup> ]	2,29E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin $E_a$ [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	385	

Teräspalkki, poikkileikkaus 2		
Pääpalkin korkeus $h_a$ [m]	1,827	
Poikkileikkauksen ala $A_a$ [m <sup>2</sup> ]	0,080	
Pääpalkin taivutusjäykkyys $I_a$ [m <sup>4</sup> ]	4,52E-02	
Pääpalkin vääntöjäykkyys $J$ [m <sup>4</sup> ]	2,92E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin $E_a$ [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	385	

Liittorakenteen poikkileikkaussuureiden määrittämiseksi laskettiin kansilaatan tehollinen leveys  $b_{eff}$  eurokoodin soveltamisohjeen NCCI4 kappaleen 5.2.2 mukaan. Aukossa ja välituen kohdalla tehollinen leveys määriteltiin seuraavasti [10]:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}, \quad \{5.6\}$$

jossa  $b_0$  on ulommaisten leikkausliitinten keskiöiden välinen etäisyys

$$b_{ei} = L_e/8 \leq b_i,$$

jossa  $b_i$  on etäisyys ulommaisesta leikkausliitimestä pisteeseen, joka on vierekkäisten uumienvälissä tai vastaava etäisyys kansilaatan vapaaseen reunaan

$L_e$  on likimäärin taivutusmomentin nollakohtien välinen etäisyys

Reunatuella puolestaan tehollinen leveys määriteltiin hyödyntäen kaavaa 5.7 [10].

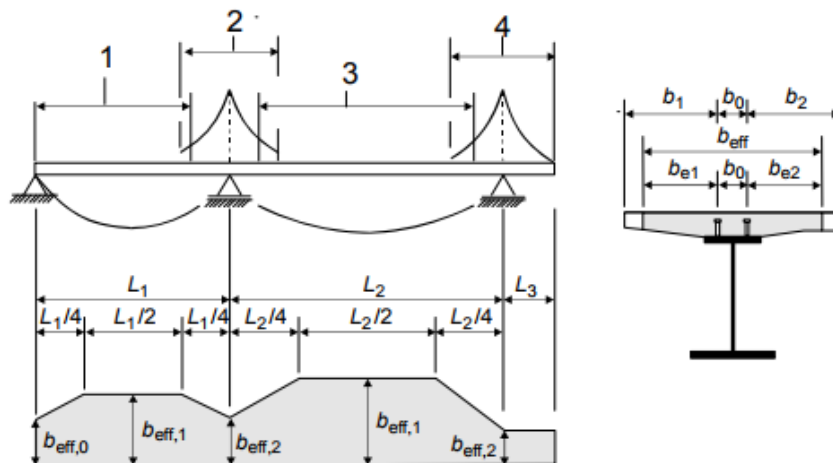
$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i * b_{ei}, \quad \{5.7\}$$

$$\text{jossa } \beta_i = \left( 0,55 + 0,025 * \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,0,$$

jossa  $b_{ei}$  on edellä esitetyllä tavalla laskettu reunajänteen toimiva leveys jänteen keskellä

$L_e$  on reunajänteen ekvivalentti jännemitta

Kaavoissa 5.6 ja 5.7 hyödynnetään kuvan 33 mukaisia etäisyyksiä ja aluejakoja.



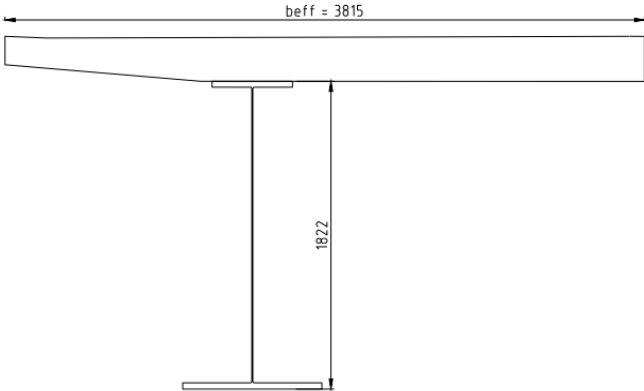
Alue	$L_e$	$b_{eff,i}$
1	$0.85 \cdot L_1$	$b_{eff,1}$
2	$0.25 \cdot (L_1 + L_2)$	$b_{eff,2}$
3	$0.7 \cdot L_2$	$b_{eff,1}$
4	$2 \cdot L_3$	$b_{eff,2}$

Kuva 33. Kannen teholliset leveydet sillan eri alueilla [10].

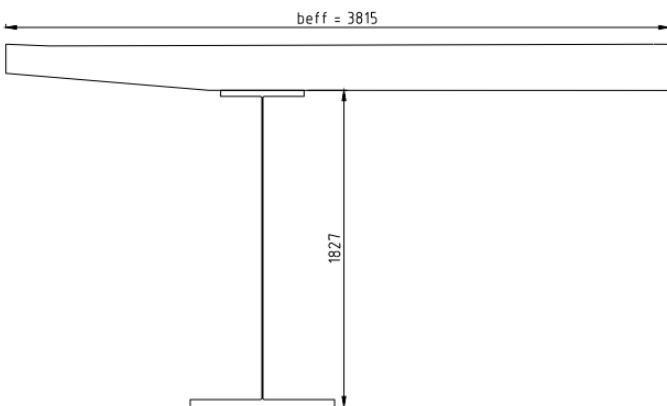
Tehollisen leveyden laskennassa laatan vapaan reunan oletettiin sijaitsevan reunapalkin sisäreunassa. Kannen tehollinen leveys oli vakio koko sillan matkalla. Teräksisen pääpalkin koko poikkileikkaus oletettiin laskelmissa teholliseksi. [10]

Liittopoikkileikkausta käsiteltiin teräkseksi muunnettuna. Poikkileikkauksen jäyhyysmomentin laskennassa betonikannen oletettiin olevan halkeilematon. Liittopoikkileikkauksen vääntöjäykkyydessä huomioitiin ainoastaan teräspalkin vääntöjäykkyys. Liittopoikkileikkausten lähtöarvot on esitetty taulukoissa 15a ja 15b.

Taulukko 15a. Liittopoikkileikkauksen 1 lähtöarvot.

Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 1	
	
Betoniosan tehollinen leveys $b_{eff}$ [m]	3,725
Betoniosan korkeus $h_c$ [m]	0,26
Kimmokerrointen suhde $\alpha$	6,36
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_c$ [m]	1,952
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_a$ [m]	0,747
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta $e_{0i}$ [m]	1,552
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_c$ [m]	0,515
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_a$ [m]	1,038
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	0,165

Taulukko 15b. Liittopoikkileikkauksen 2 lähtöarvot.

Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 2	
	
Betoniosan tehollinen leveys $b_{eff}$ [m]	3,725
Betoniosan korkeus $h_c$ [m]	0,26
Kimmokerrointen suhde $\alpha$	6,36
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_c$ [m]	1,957
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_a$ [m]	0,713
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta $e_{oi}$ [m]	1,530
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_c$ [m]	0,526
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_a$ [m]	1,004
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	0,168

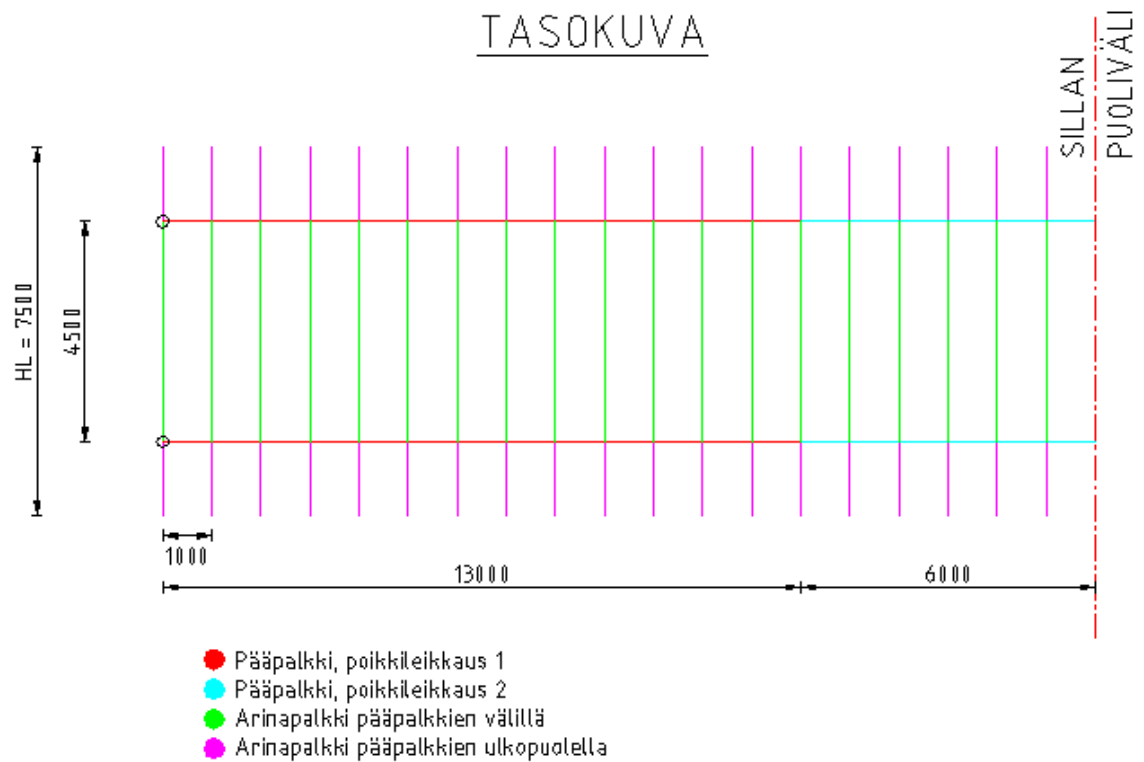
Melttusen sillasta luotiin Lusas Modeller – ohjelmaan arinamalli. Poikittaisten arinapalkkien välisenä etäisyytenä käytettiin koko sillalla mittaa 1000 mm. Arinapalkkien lähtöarvot on esitetty taulukossa 16.

Taulukko 16. Melttusen sillan arinapalkkien lähtöarvot.

	Pääpalkkien välillä	Reunaulokkeen päässä
Poikkipalkin korkeus $h_{cm}$ [m]	0,26	0,17
Poikkipalkin leveys $b_{cm}$ [m]	1,00	1,00
Poikkileikkauksen ala $A_{cm}$ [m <sup>2</sup> ]	0,26	0,17
Poikkipalkkien taivutusjäykkyys $I_{y,cm}$ [m <sup>4</sup> ]	7,32E-04	2,05E-04
Poikkipalkkien vääntöjäykkyys $J_{cm}$ [m <sup>4</sup> ]	4,90E-04	1,46E-04
Poikkipalkkien materiaali	C30/37	C30/37
Betonin kimmokerroin $E_{cm}$ [MPa]	33 000	33 000



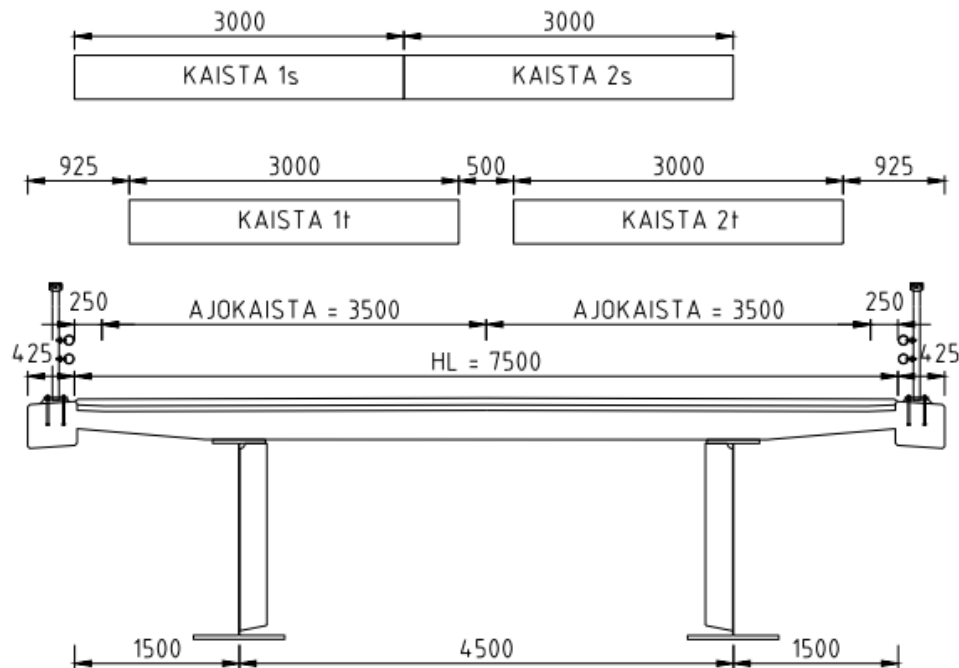
Kuvassa 34 on havainnollistettu Melttusen sillasta luotua Lusas -mallia.



Kuva 34. Pääpalkit sekä arinapalkit Melttusen sillasta luodussa Lusas – mallissa.

Suunnittelukuormakaistat 1s ja 2s sekä todellisen liikenteen mukaiset kaistat 1t ja 2t sijoitettiin sillalle kuvan 35 mukaisesti. Simuloitava liikenne sijoitettiin kaistoille 1t ja 2t ja suunnittelukuormat puolestaan kaistoille 1s ja 2s. Kuormat sijoitettiin 3,0 m leveille kuormakaistoille keskeisesti.

## POIKKILEIKKAUS



Kuva 35. Kuormakaistojen 1s, 2s, 1t ja 2t sijoittuminen sillalle.

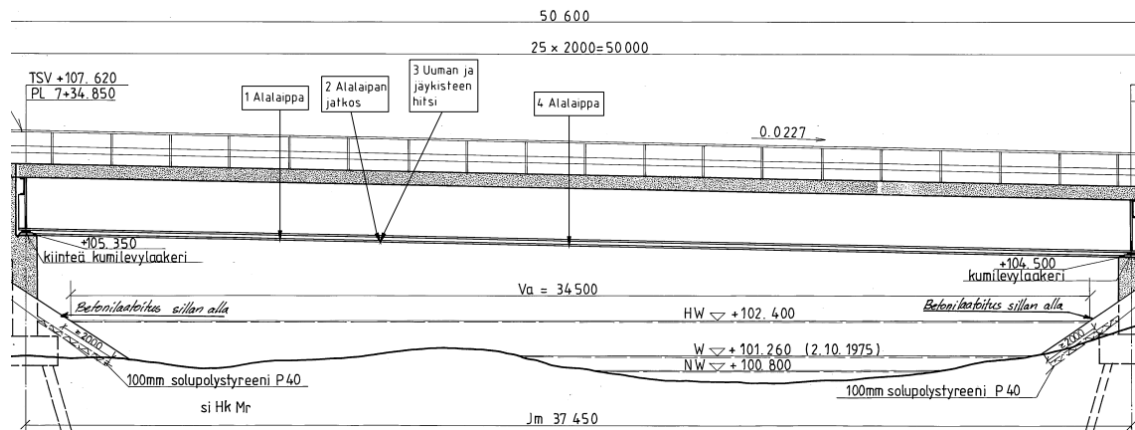
### 5.2.1 Tarkasteltavat detaljit

Melttusen sillalla tutkittaviksi detaljeiksi valittiin yhteensä neljä rakenneyksityiskohtaa sillan toisesta pääpalkista. Väsymistarkastelu suoritettiin ainoastaan vasemman puoleisessa pääpalkissa. Tarkasteltavat rakenneyksityiskohdat olivat:

1. Alalaippa pisteessä  $0,25L$ , jossa  $L$  on sillan jännemitta.
  - Väsymisluokka 112 MPa
2. Parrejatkos noin pisteessä  $0,33L$ , jossa  $L$  on sillan jännemitta
  - Väsymisluokka 90 MPa
3. Uuman ja jäykisteen hitsiliitos noin pisteessä  $0,33L$ , jossa  $L$  on sillan jännemitta
  - Väsymisluokka 80 MPa
4. Alalaippa pisteessä  $0,5L$ , jossa  $L$  on sillan jännemitta
  - Väsymisluokka 112 MPa

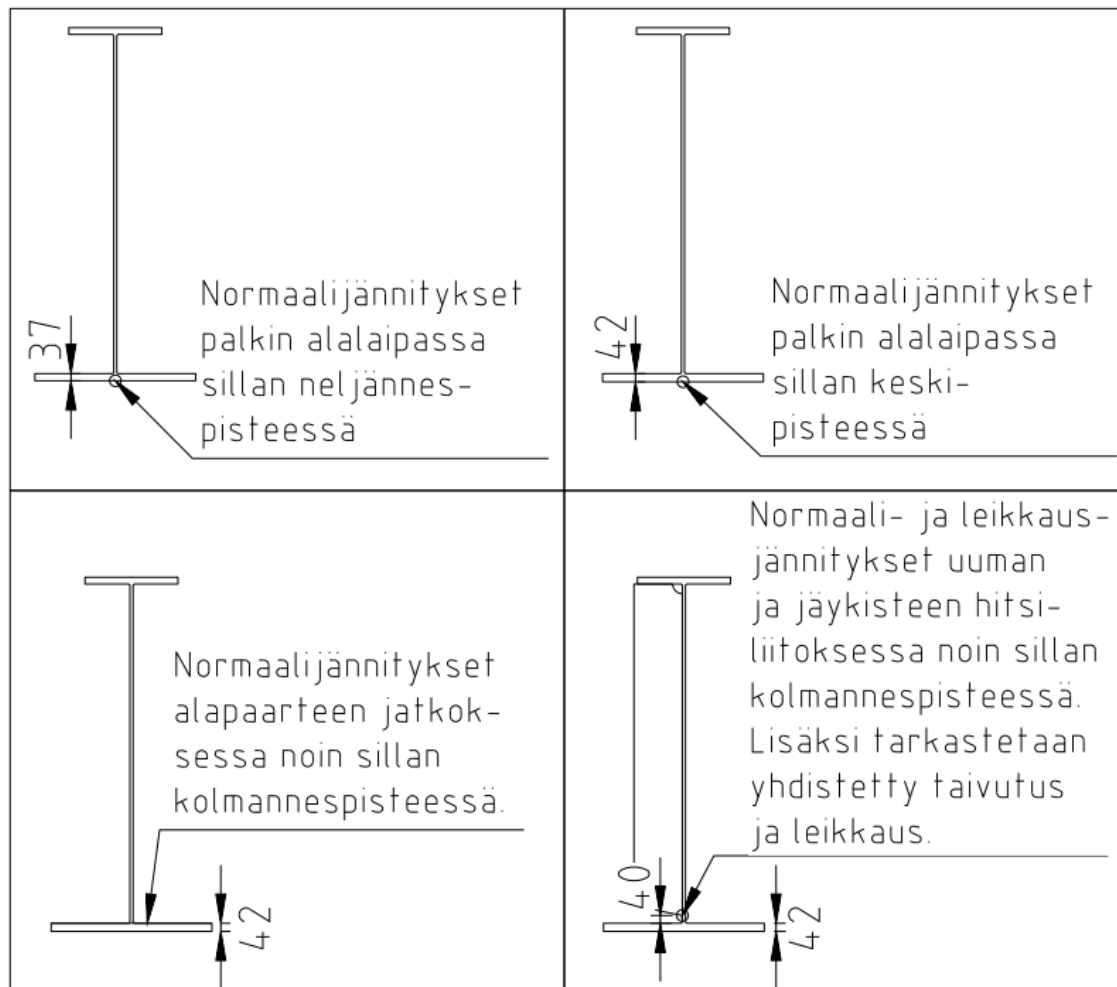
Kaikissa tarkasteltavissa pisteissä tutkittiin rakenteen väsymiskestävyyttä taivutuksesta aiheutuvia jännitysvaihteluja vastaan. Lisäksi uuman ja jäykisteen välisessä hitsiliitoksessa tarkasteltiin väsymiskestävyyttä pisteeseen kohdistuvaa leikkausta sekä yhdistettyä taivutusta ja leikkausta vastaan. Melttusen sillan tarkasteltavat pisteet on esitetty sillan pituusleikkauksessa kuvassa 36.

Sekä paarrejatkos että uuman ja jäykisteen välinen hitsiliitos sijaitsivat noin sillan pisteessä  $0,33 \cdot L$ . Todellisuudessa näiden pisteiden välinen etäisyys oli rakenteessa 300 mm. Etäisyys oli kuitenkin niin pieni, että laskennan yksinkertaistamiseksi molemmille detaljeille käytettiin samoja rasitusluureita. Tähän sillan kolmannespisteeseen aiheutuvat rasitukset laskettiin olettamalla rasitusvaihtelu lineaarisesti sillan neljännes- ja keskipisteiden välillä.



Kuva 36. Melttusen sillan tarkasteltavat pisteet sillan pituusleikkauksessa.

Kuvassa 37 on esitetty Melttusen sillan tarkastelupisteet kulloinkin tarkasteltavan palkin poikkileikkauksessa.



Kuva 37. Melttusen sillan tarkasteltavat pisteet kulloinkin tarkasteltavan palkin poikki-leikkauksessa.

Kuvissa 36 ja 37 esitettyihin pisteisiin aiheutuvien rasitusten lisäksi tarkasteltiin sitä, millaiset leikkausvoimat ja tukireaktiot simuloinnista aiheutui sillan maatuella. Näitä rasituksia verrattiin vastaaviin, suunnittelukuormista aiheutuviin rasituksiin. Varsinaista väsymistarkastelua näiden rasitusten kohdalla ei kuitenkaan tehty.

### 5.2.2 Liikenteen simulointi

Myös Melttusen sillalla liikenteen simuloinnissa telikuormista aiheutuvat rasitukset laskettiin influenssiviivojen avulla. Influenssiarvot määriteltiin erikseen jokaiselle tutkittavalle rasitussuurelle 21:ssä tasaisesti sillan pituussuuntaan sijoitetussa pisteessä. Influenssiarvot erikseen kaistoille 1t ja 2t on esitetty liitteen 1 kuvassa 51.

### 5.2.3 Väsymistarkastelu

Sillan teräksiset pääpalkit tulee suunnitella väsymisen suhteen siten, että niiden käyttäytyminen on tyydyttävää koko suunnitellun käyttöajan ajan [6]. Tässä tutkimuksessa beto-

niosien väsymiskäyttäytyminen jätettiin huomiotta. Standardin EN 1993-1-9 taulukoista 8.1, 8.3 ja 8.4 saatiin tutkittaville rakenteille niiden väsymisluokat. Pääpalkin alalaipan tarkastelussa väsymisluokkana käytettiin 112 MPa, joka vastaa hitsattujen profiilien väsymisluokkaa, kun rakenneyksityiskohta ei sisällä lopetus- tai aloituskohtia. Laskennassa huomioitiin koon vaikutuksen huomioon ottava kerroin  $k_s$ , sillä tarkasteltavien paarteiden paksuudet täyttivät ehdon  $t > 25$  mm [6].

Pääpalkin paarrejatkoksessä väsymisluokkana käytettiin 90 MPa. Tähän väsymisluokkaan kuuluvat ilman lovetusta päittäishitseillä jatkutut, valssatut levyt. Myös tässä paarrejatkoksessä huomioidaan kerroin  $k_s$ . Kertoimen arvo määritellään jatkoksessä paksumman alalaipan paksuuden perusteella, sillä tällöin kertoimen vaikutus on merkittävämpi. Uuman ja jäykisteen välisessä hitsiliitoksessa väsymisluokaksi valittiin 80 MPa. Tähän väsymisluokkaan kuuluvat levyrakenteisiin hitsatut pystyrakenteet. Tämän detailin väsymistarkastelussa koon vaikutuksen huomioivaa kerrointa  $k_s$  ei huomioitu, sillä tarkastellun uuman paksuus ei täytä ehtoa  $t > 25$  mm.

Väsymistarkastelussa poikkileikkausta väsyttävä kuorma kerrottiin väsytyskuormien osavarmuuskertoimella  $\gamma_{Ff} = 1$ . Rakenneteräksen väsymiskestävyys puolestaan jaettiin väsytyskuormitetun teräksen osavarmuuskertoimella  $\gamma_{Mf}$ . Tässä työssä väsymismitoituksessa käytettiin varman kestämisen periaatteen mukaista osavarmuuslukua  $\gamma_{Mf} = 1,35$ , kun vaurion seurausten oletetaan olevan suuret [6].

Varsinaisen väsymistarkastelun lisäksi tarkistettiin simuloitun liikenteen kuormista aiheutuvien jännitysvaihteluvälien pysyvän sallituissa rajoissa. Standardin EN 1993-1-9 kappaleessa 8 [6] esitetään tavallisista kuormista aiheutuville nimellisille jännitysvaihteluväleille seuraavat ehdot:

$$\Delta\sigma_E \leq 1,5 * f_y \quad \text{taivutusjännitysvaihteluvälille} \quad \{5.8\}$$

$$\Delta\tau_E \leq \frac{1,5 * f_y}{\sqrt{3}} \quad \text{leikkausjännitysvaihteluvälille} \quad \{5.9\}$$

### **Taivutusjännitys**

Koska tutkittavana oli liittopoikkileikkaus, jossa on useampaa kuin yhtä materiaalia, ei sillassa vaikuttavia taivutusjännityksiä voitu suoraan laskea jäyhyysmomentin ja taivutusvastuksen avulla. Liittopoikkileikkauksen osien välillä oletettiin vallitsevan täydellinen yhteistoiminta. Mikäli taivutuksen neutraaliakseli sijaitsee teräspalkissa, taivutusmomentista aiheutuvat jännitykset etäisyydellä  $y_i$  neutraaliakselista saadaan seuraavasti [15]:

$$\Delta\sigma = \frac{M * y_i}{I_y} \quad \{5.10\}$$

jossa  $M$  on poikkileikkaukseen kohdistuva taivutusmomentti

$y_i$  on tarkasteltavan pisteen etäisyys poikkileikkauksen neutraaliakselilta

$I_y$  on liittopoikkileikkauksen neliömomentti

Neutraaliakselin paikka määriteltiin staattisten momenttien avulla. Tällöin liittopoikkileikkauksen osien pinta-alat korvattiin niiden aksiaalijäykkyyksillä [15].

$$e_{oi} = \sum e_{oj}(EA)_j / (EA)_i \quad \{5.11\}$$

jossa  $(EA)_i$  on  $\sum(EA)_j$

Pääpalkin alalaipan sekä palkkien paarrejatkoksen väsymistarkastelussa huomioitiin alalaipan koon vaikutus määrittelemällä rakenteen väsymisluokkaa vastaava väsymislujuus seuraavasti [6]:

$$\Delta\sigma_{c,red} = k_s \Delta\sigma_c, \quad \{5.12\}$$

jossa  $k_s$  on koon vaikutuksen huomioiva kerroin  $k_s = \left(\frac{25}{t}\right)^{0,2}$ , kun  $t > 25$  mm

$\Delta\sigma_c$  on rakenneyksityiskohdan väsymisluokka

Varmuus taivutusjännityksistä aiheutuvaa väsymistä vastaan tarkistettiin seuraavan ehdon avulla [6]

$$\frac{\Delta\sigma_E * \gamma_{F,fat}}{\Delta\sigma_{C,red} / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \{5.13\}$$

### **Leikkausjännitys**

Rakenteen väsymiskestävyys leikkausjännitysvaihtelulle tarkistettiin sillan kolmannes-pisteessä uuman ja jäykisteen välisessä hitsiliitoksessa. Leikkausjännitysten oletettiin jakautuvan tasan pääpalkin uumalle, jolloin on voimassa seuraava ehto [10]:

$$\tau_E = \frac{V_{Ed}}{A_w} = \frac{V_{Ed}}{h_w * t_w}, \text{ kun } A_f / A_w \geq 0,6 \quad \{5.14\}$$

jossa  $V_{Ed}$  on poikkileikkaukseen kohdistuva leikkausvoima

$h_w$  on uuman korkeus

$t_w$  on uuman paksuus

$A_f$  on pienemmän paarteen poikkileikkauspinta-ala

Varmuus leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä vastaan tarkistettiin seuraavan ehdon avulla [6]:

$$\frac{\Delta\tau_E * \gamma_{Ff}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad \{5.15\}$$

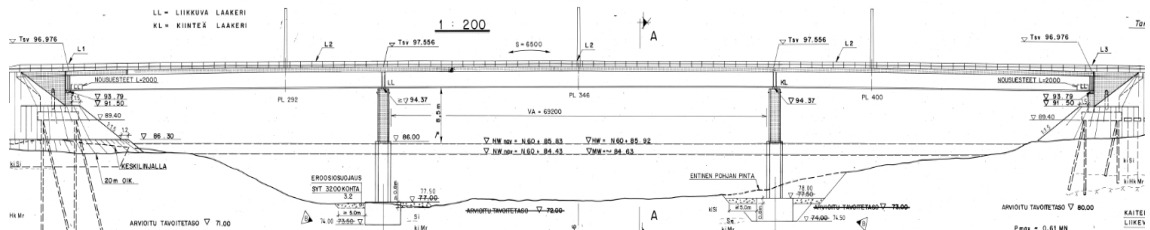
### **Yhdistetty taivutus ja leikkaus**

Palkin uuman ja jäykisteen välisessä liitoksessa taivutuksen ja leikkauksen aiheuttaman yhdistetyn jännityksen tuli täyttää seuraava ehto [6]:

$$\left( \frac{\Delta\sigma_E * \gamma_{Ff}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left( \frac{\Delta\tau_E * \gamma_{Ff}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0 \quad \{5.16\}$$

### 5.3 Liisanniemensilta

Liisanniemensilta on Laukaalla sijaitseva vesistösilta, joka on siltatyypiltään liittoraken-  
teinen teräksinen jatkuva palkkisilta. Sillan hyötyleveys on 8,50 m. Silta on kolmiauk-  
koinen ja sen jännemitat ovat 58,00 m + 72,00 m + 58,00 m. Se on suunniteltu vuonna  
1987 kuormitukselle Lk1, Ek1. Vuoden keskimääräinen vuorokausiliikenne sillalla on  
994 ajoneuvoa (laskettu 2014). Tästä 10 % on raskaita ajoneuvoja. Kuvassa 38 on esi-  
tetty sillan pituusleikkaus.

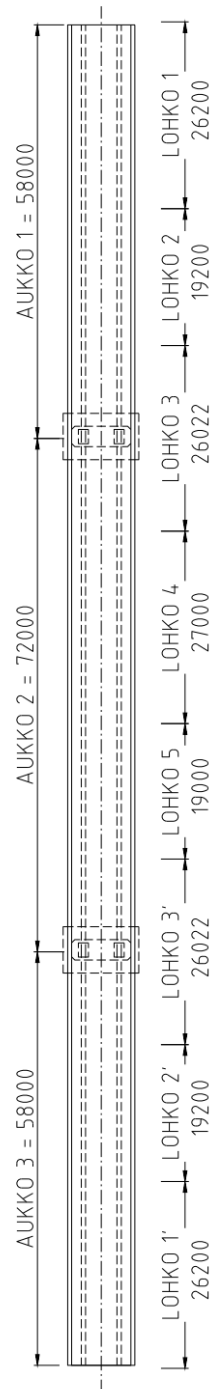


Kuva 38. Liisanniemensillan pituusleikkaus.

Influenssiarvojen tarkastelua varten sillan jännemitat muunnettiin seuraaviksi: 58,5 m + 71,5 m + 58,5 m, jotta jokaisen silta-aukon pituus sekä sillan kokonaispituus olisivat jaollisia samalla luvulla. Yhteiseksi jakajaksi saatiin tässä tapauksessa 6,5 metriä. Sillan pääpalkit on jaettu pituussuunnassa yhteensä kahdeksaan lohkokseen. Pääpalkkien ala- ja ylälaippojen sekä uuman paksuudet vaihtelevat lohkoittain. Lohkojako on esitetty kuvassa 39 ja kunkin lohkon pääpalkin poikkileikkausmitat taulukossa 17.

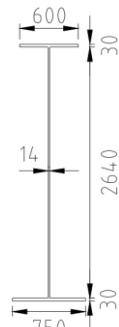


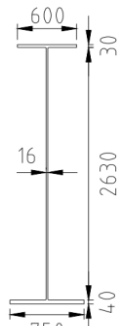
TASOKUVA

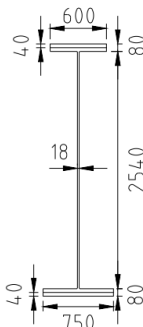


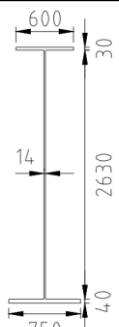
Kuva 39. Liisanniemensillan pääpalkkien lohkojako.

Taulukko 17. Liisanniemensillan pääpalkkien poikkileikkaussuureet lohkoittain.

Teräspalkki, poikkileikkaus 1		
Pääpalkin korkeus $h_a$ [m]	2,7	
Poikkileikkauksen ala $A_a$ [m <sup>2</sup> ]	0,0775	
Pääpalkin taivutusjäykkyys $I_a$ [m <sup>4</sup> ]	9,32E-02	
Pääpalkin vääntöjäykkyys $J$ [m <sup>4</sup> ]	1,69E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin $E_a$ [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	420	

Teräspalkki, poikkileikkaus 2		
Pääpalkin korkeus $h_a$ [m]	2,70	
Poikkileikkauksen ala $A_a$ [m <sup>2</sup> ]	0,0901	
Pääpalkin taivutusjäykkyys $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	1,07E-01	
Pääpalkin vääntöjäykkyys $J$ [m <sup>4</sup> ]	2,34E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin $E_a$ [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	420	

Teräspalkki, poikkileikkaus 3		
Pääpalkin korkeus $h_a$ [m]	2,70	
Poikkileikkauksen ala $A_a$ [m <sup>2</sup> ]	0,1537	
Pääpalkin taivutusjäykkyys $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	2,08E-01	
Pääpalkin vääntöjäykkyys $J$ [m <sup>4</sup> ]	2,34E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin $E_a$ [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	420	

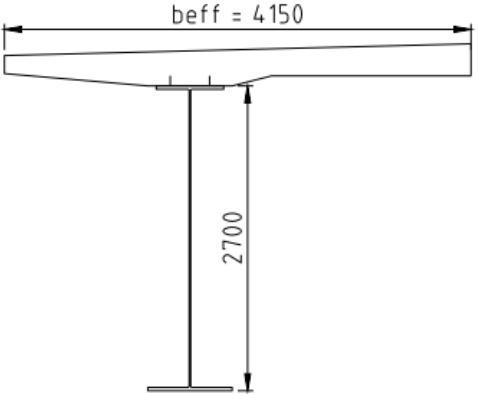
Teräspalkki, poikkileikkaus 4/5		
Pääpalkin korkeus $h_a$ [m]	2,70	
Poikkileikkauksen ala $A_a$ [m <sup>2</sup> ]	0,0848	
Pääpalkin taivutusjäykkyys $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	1,03E-01	
Pääpalkin vääntöjäykkyys $J$ [m <sup>4</sup> ]	2,34E-05	
Rakenneteräksen kimmokerroin $E_a$ [MPa]	210 000	
Teräksen myötölujuus $f_k$ [N/mm <sup>2</sup> ]	420	

Lohkojen 3, 4 ja 5 sisällä uumalevyjen paksuudet vaihtelivat, mutta laskennan yksinkertaistamiseksi kussakin lohossa käytettiin vain yhtä uuman paksuutta. Käytettävä paksuus valittiin ohuimman uumalevyn paksuuden mukaan. Lisäksi välitukien kohdalla lohossa 3 ala- ja ylälaippoja on vahvennettu erillisillä levyillä. Tämän vuoksi lohkon 3 ala- ja ylälaippojen paksuudet ovat selvästi suuremmat kuin muissa lohkoissa.

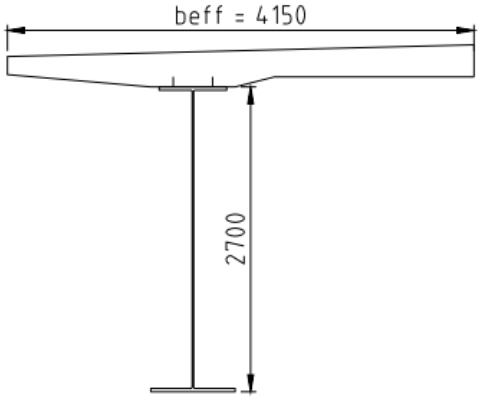
Sillan betonikannen vaikutus liittorakenteen poikkileikkausmittoihin ja jäykkyyksiin otettiin huomioon sekä aukossa että tukialueella. Pääpalkkien välillä sillan kansilaatan korkeus vaihteli välillä 240...310 mm. Lusas Modeller – ohjelman avulla määriteltiin laskelmia varten tälle välille ekvivalentti kannen korkeus. Ohjelmaan syötettiin kannen todellisen poikkileikkauksen mitat pääpalkkien välillä ja määriteltiin pakkosiirtymäksi tässä 10 mm. Aiheutuvien rasitusten perusteella määriteltiin todellista kannen paksuusvaihtelua vastaava kannen ekvivalentti korkeus. Ekvivalentiksi korkeudeksi saatiin 275 mm. Reunaulokkeiden päissä kannen paksuutta kavennettiin 160 mm:iin. Sillan reunapalkit jätettiin tarkastelussa huomiotta.

Liisanniemensillan liittopoikkileikkausta käsiteltiin väsymislaskelmissa teräkseksi muunnettuna kuten Melttusen sillankin poikkileikkausta. Betonikannen oletettiin myös tässä olevan halkeilematon. Liittopoikkileikkauksen vääntöjäykkyydessä huomioitiin ainoastaan teräspalkin vääntöjäykkyys. Väsymistarkastelussa huomioitiin kuitenkin myös kannen betonin vaikutus poikkileikkauksen jäyhyysmomenttiin. Sillan teräksisten pääpalkkien poikkileikkausmittojen vaihtelun takia myös koko liittopoikkileikkauksen lähtöarvot vaihtelevat sillan pituussuunnassa lohkoittain. Liittopoikkileikkausten lähtöarvot on esitetty taulukoissa 18a-18e.

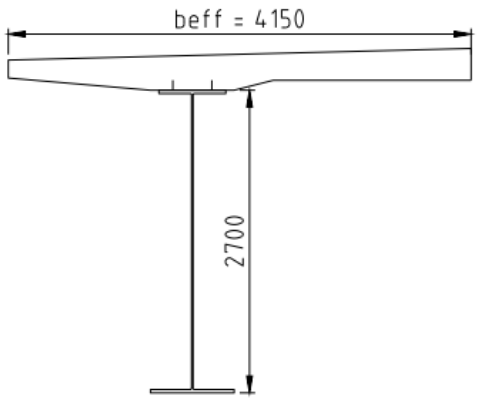
*Taulukko 18a. Liittopoikkileikkauksen 1 lähtöarvot.*

Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 1	
	
Betoniosan tehollinen leveys $b_{eff}$ [m]	4,15
Betoniosan korkeus $h_c$ [m]	0,31
Kimmokerrointen suhde $\alpha$	6,56
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_c$ [m]	2,855
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_a$ [m]	1,272
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta $e_0$ [m]	2,407
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_c$ [m]	0,682
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_a$ [m]	1,725
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	0,416

Taulukko 18b. Liittopoikkileikkauksen 2 lähtöarvot.

Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 2	
	
Betoniosan tehollinen leveys $b_{eff}$ [m]	4,15
Betoniosan korkeus $h_c$ [m]	0,31
Kimmokerrointen suhde $\alpha$	6,56
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_c$ [m]	2,855
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_a$ [m]	1,176
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta $e_{oi}$ [m]	2,326
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_c$ [m]	0,732
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_a$ [m]	1,594
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	0,442

Taulukko 18c. Liittopoikkileikkauksen 3 lähtöarvot.

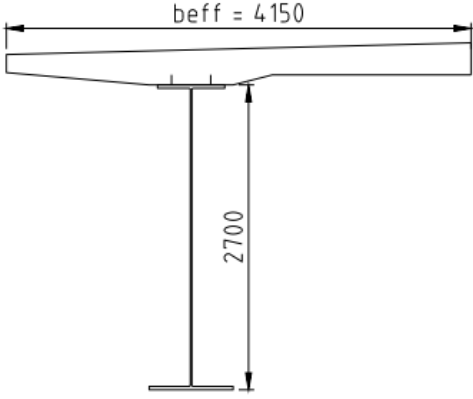
Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 3	
	
Betoniosan tehollinen leveys $b_{eff}$ [m]	4,15
Betoniosan korkeus $h_c$ [m]	0,31
Kimmokerrointen suhde $\alpha$	6,56
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_c$ [m]	2,855
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_a$ [m]	1,248
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta $e_{oi}$ [m]	2,149
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_c$ [m]	0,944
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_a$ [m]	1,204
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	0,608

Kuvan 39 mukaisesti sillan välitukialueet ovat liittopoikkileikkausta 3. Taulukossa 18c on esitetty kyseisen poikkileikkauksen lähtöarvot mitattuna palkin alalaidasta. Välituella tarkasteltavan teräspalkin ylälaipan väsymislaskelmissa lähtöarvot määriteltiin kuitenkin mitattuna rakenteen ylälaidasta. Tällöin lähtöarvot olivat taulukon 18d mukaiset.

Taulukko 18d. Liittopoikkileikkauksen 3 lähtöarvot mitattuna rakenteen yläreunasta.

Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen ylälaidasta $z_c$ [m]	0,155
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen ylälaidasta $z_a$ [m]	1,453
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen ylälaidasta $e_{oi}$ [m]	0,725
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_c$ [m]	0,319
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_a$ [m]	0,407
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	0,255

Taulukko 18e. Liittopoikkileikkausten 4 ja 5 lähtöarvot.

Liittopoikkileikkaus, poikkileikkaus 4/5	
	
Betoniosan tehollinen leveys $b_{eff}$ [m]	4,15
Betoniosan korkeus $h_c$ [m]	0,31
Kimmokerrointen suhde $\alpha$	6,56
Betoniosan painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_c$ [m]	2,855
Teräspalkin painopisteen sijainti koko rakenteen alalaidasta $z_a$ [m]	1,165
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta $e_{oi}$ [m]	2,345
Betoniosan painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_c$ [m]	0,708
Teräspalkin painopisteen etäisyys liittopalkin neutraaliakselista $e_a$ [m]	1,637
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti $I_y$ [m <sup>4</sup> ]	0,431

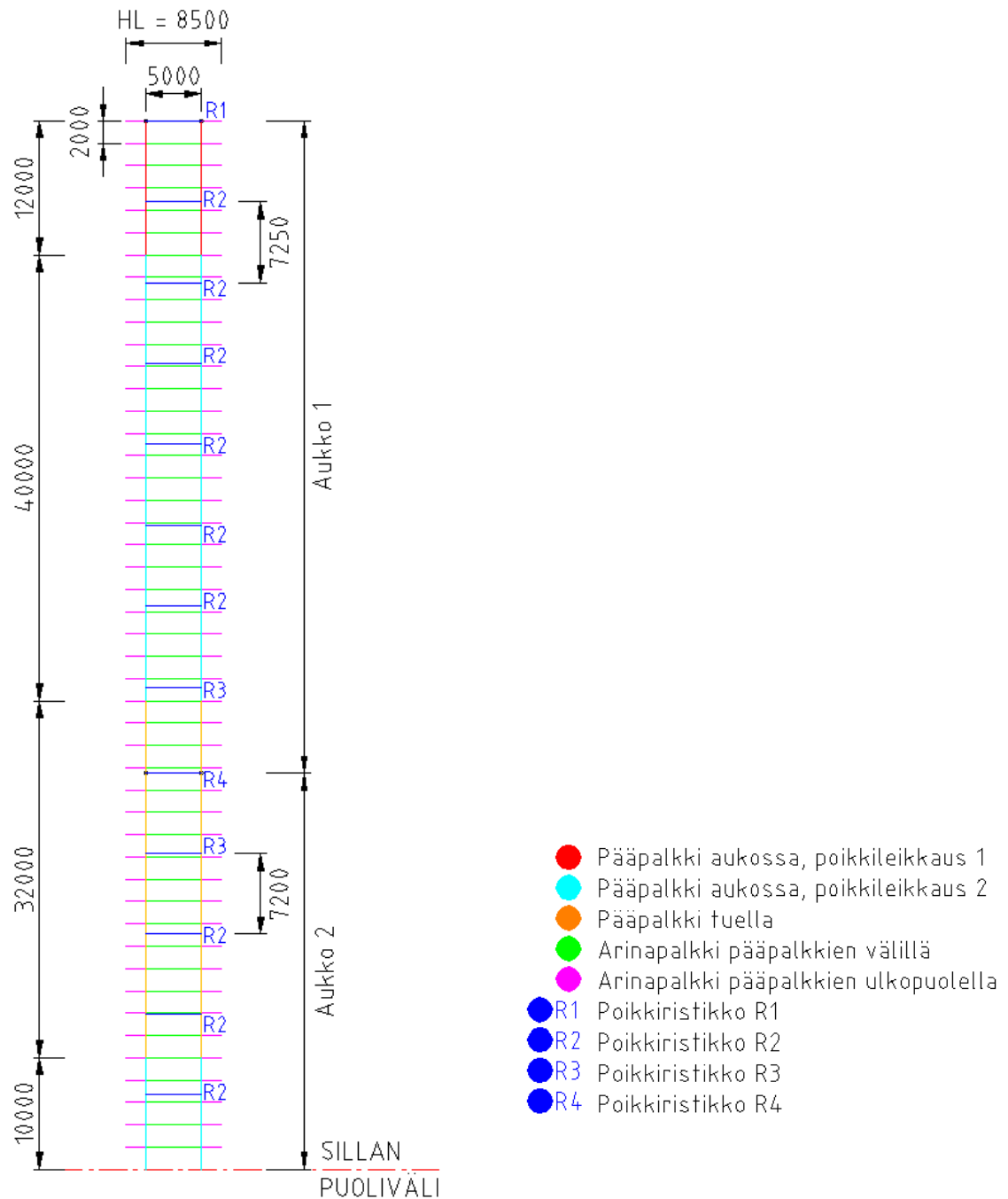
Liisanniemensillalla on kuvan 41 mukaiset poikkiristikot noin 7,2 metrin välein. Poikkiristikot koostuvat yläsauvoista, joiden putkikoot ovat 120x120x5,0 mm ja alasauvoista, joiden putkikoot ovat 150x150x5,0 mm. Putket ovat terästä S 355 J2G4. Lusas -mallia varten poikkiristikot muunnettiin kuvitteellisiksi I-palkeiksi. I-palkin ylälaipan poikkileikkausala syötettiin vastaamaan todellisen yläsauvan poikkileikkausala. Vastaavasti määriteltiin myös palkin alalaipan poikkileikkausala. Palkin uuman paksuudelle annettiin arvo 1,0 mm. I-palkin taivutusjäykkyudeksi syötettiin todellisen poikkiristikon sauvarin taivutusjäykkyys. Koska sillan pääpalkkien koko vaihtelee, myös poikkiristikon sauvojen välinen etäisyys vaihtelee. Tästä syystä I-palkkeja luotiin yhteensä neljää eri poikkileikkausta. Kunkin poikkiristikon poikkileikkaussuureet sekä jäykkyydet on esitetty taulukossa 19. Eri poikkileikkaussuureet omaavia poikkiristikoita kuvataan tässä työssä merkinnöillä R1, R2, R3 ja R4.

Taulukko 19. Liisanniemensillan poikkiristikoiden lähtöarvot.

	R1	R2	R3	R4
Ylemmän sauvan poikkileikkausala $A_y$ [mm <sup>2</sup> ]	2400	2400	2400	2400
Alemmän sauvan poikkileikkausala: $A_a$ [mm <sup>2</sup> ]	3000	3000	3000	3000
Sauvojen välinen etäisyys $d$ [mm]	2000	2300	2260	2180
Etäisyys yläsauvan yläpinnasta alasauvan alapintaan $h$ [mm]	2135	2435	2395	2315
Yläsauvan painopisteen etäisyys neutraaliakselista $e_y$ [mm]	1000	1150	1130	1090
Alasauvan painopisteen etäisyys neutraaliakselista $e_a$ [mm]	1000	1150	1130	1090
Taiutusjäykkyys $I_y$ [mm <sup>4</sup> ]	5,42E+09	7,16E+09	6,91E+09	6,43E+09
Poikkipalkin etäisyys pääpalkin alapinnasta [mm]	220	220	220	220

Sillan aukoissa 1 ja 3 poikkiristikoiden välisenä etäisyytenä käytettiin mittaa 7250 mm. Sillan keskiaukossa poikkiristikoiden välinen etäisyys oli 7200 mm. Poikkiristikoiden R1, R2, R3 ja R4 sijoittuminen sillalle on esitetty kuvassa 40. Koska silta on pituus-suunnassa keskipisteensä suhteen symmetrinen, on kuvassa 40 esitetty sillan tasokuva katkaistu sillan keskeltä.

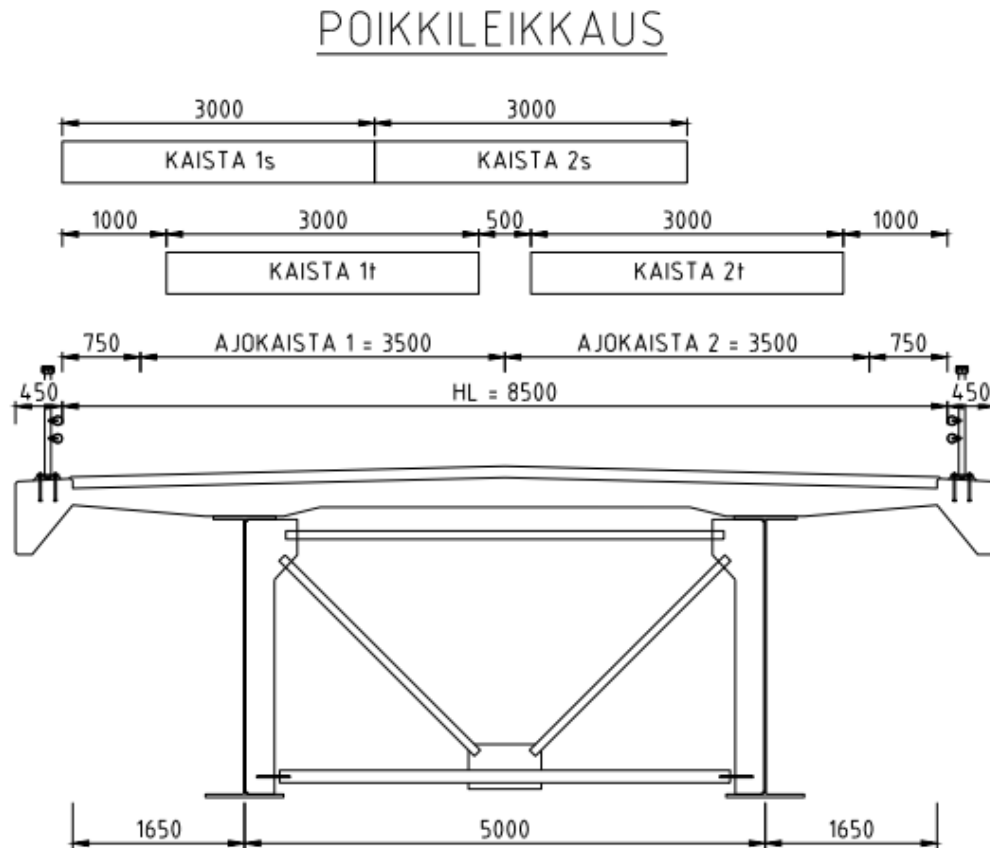
## TASOKUVA



Kuva 40. Pääpalkit, arinapalkit sekä poikkiristikot Liisanniemensillan Lusas – mallissa.

Suunnittelukuormakaistat sekä todellisen liikenteen mukaiset kaistat sijoitettiin sillalle samoin perustein kuin muillekin tarkastelluille silloille. Kuten aiemminkin, simuloitu liikenne sijoitettiin todellisille kaistoille 1t ja 2t ja suunnittelukuormat suunnittelukaistoille 1s ja 2s. Kaistojen sijoittuminen Liisanniemensillalle on esitetty kuvassa 41.





Kuva 41. Kuormakaistojen sijoittuminen Liisanniemensillalle.

### 5.3.1 Tarkasteltavat detaljit

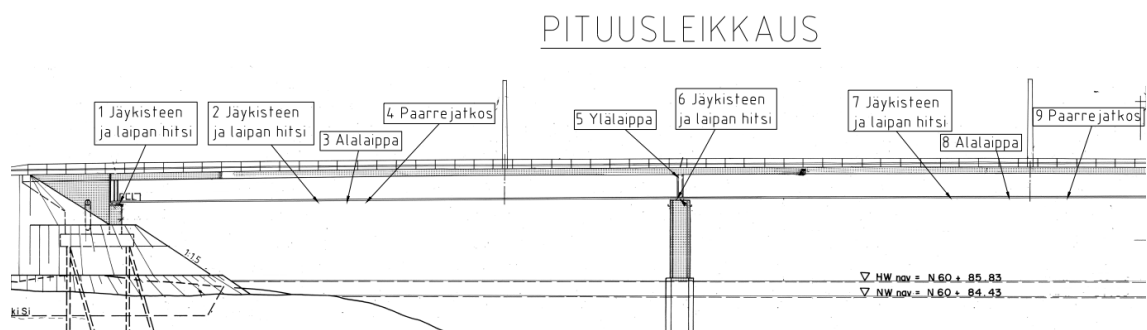
Liisanniemensillalla tutkittaviksi detaljeiksi valittiin yhteensä yhdeksän rakenneyksiyiskohtaa sillan pääpalkista. Kuten Melttusen sillalla, myös nyt pääpalkkien rasitukset ovat keskenään yhtä suuret, sillä simulointikaistat sijaitsevat sillan poikkisuunnan keskikohdan suhteen symmetrisesti.

Väsymistarkastelu suoritettiin ainoastaan vasemman puoleisessa pääpalkissa. Koska silta on pituussuunnassa keskipisteensä suhteen symmetrinen, jätettiin viimeinen silta-aukko tarkastelematta. Tarkasteltavat rakenneyksiyiskohdat olivat seuraavat:

- 1 Jäykisteen ja alapaarteen välinen liitos maatuella poikkiristikon R1 kohdalla
  - väsymisluokka  $\Delta\sigma_C = 80$  MPa
- 2 Jäykisteen ja alapaarteen välinen liitos poikkiristikon R2 kohdalla, pituussuunnassa noin etäisyyden  $0,4L_1$  päässä sillan päästä. Tässä  $L_1$  on ensimmäisen aukon jännemitta.
  - väsymisluokka  $\Delta\sigma_C = 80$  MPa
- 3 Alalaippa sillan ensimmäisessä aukossa, pituussuunnassa noin etäisyyden  $0,4L_1$  päässä sillan päästä. Tässä  $L_1$  on ensimmäisen aukon jännemitta.
  - väsymisluokka  $\Delta\sigma_C = 112$  MPa

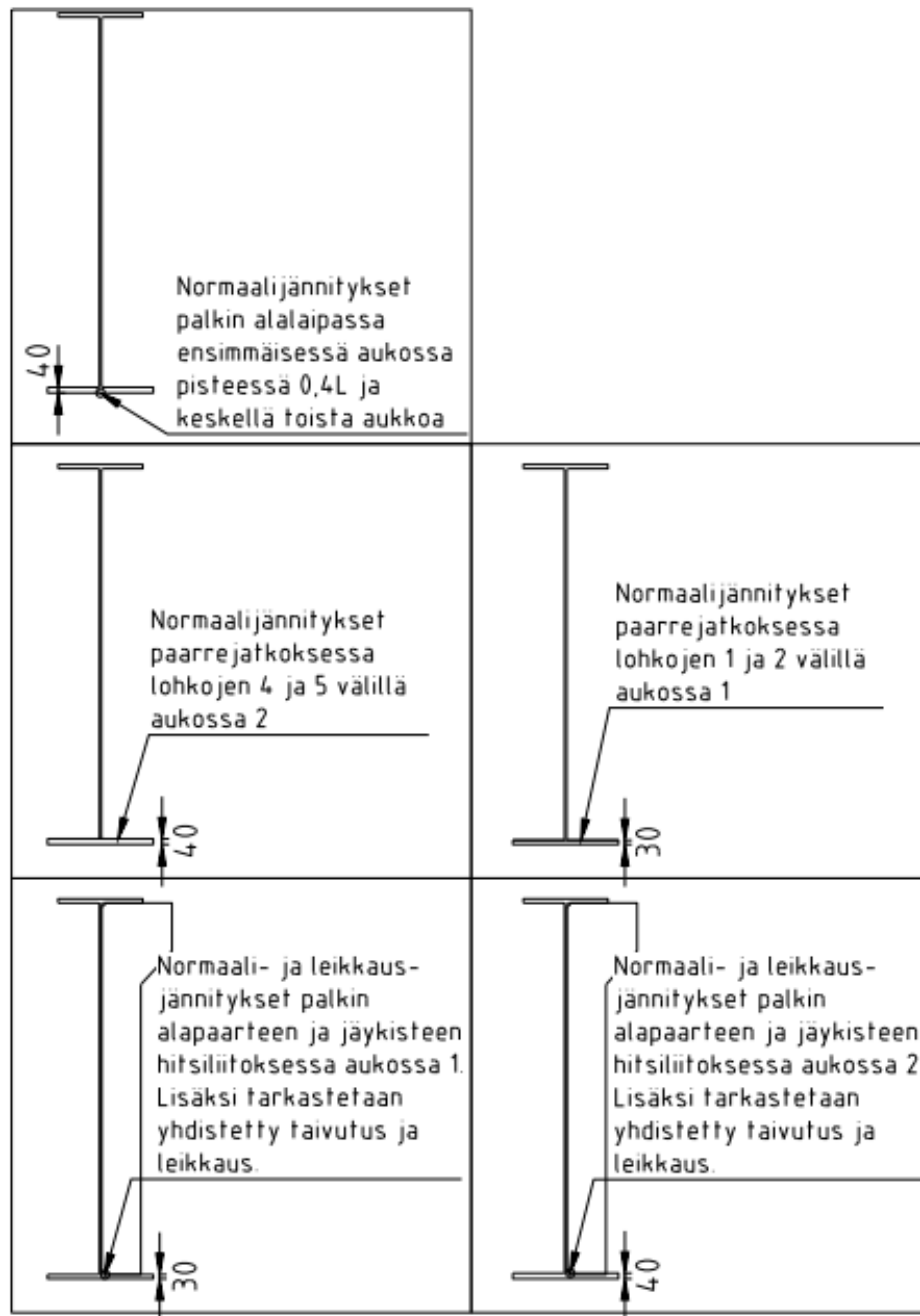
- 4 Paarrejatkos sillan ensimmäisessä aukossa, lohkojen 1 ja 2 välillä, noin etäisyyden  $0,45L_1$  päässä sillan päästä. Tässä  $L_1$  on ensimmäisen aukon jännemitta.
  - väsymisluokka  $\Delta\sigma_C = 90$  MPa
- 5 Ylälaippa välituella
  - väsymisluokka  $\Delta\sigma_C = 112$  MPa
- 6 Jäykisteen ja alapaarten välinen liitos välituella poikkiristikon R4 kohdalla
  - väsymisluokka  $\Delta\sigma_C = 80$  MPa
- 7 Jäykisteen ja alapaarten välinen liitos poikkiristikon R2 kohdalla, pituussuunnassa noin etäisyyden  $0,5L_2$  päässä sillan ensimmäisestä välituesta. Tässä  $L_2$  on toisen aukon jännemitta.
  - väsymisluokka  $\Delta\sigma_C = 80$  MPa
- 8 Paarrejatkos sillan toisessa aukossa, lohkojen 4 ja 5 välillä, noin etäisyyden  $0,55L_2$  päässä sillan ensimmäisestä välituesta. Tässä  $L_2$  on toisen aukon jännemitta.
  - väsymisluokka  $\Delta\sigma_C = 90$  MPa
- 9 Alalaippa sillan toisessa aukossa, pituussuunnassa noin etäisyyden  $0,5L_2$  päässä sillan ensimmäisestä välituesta. Tässä  $L_2$  on toisen aukon jännemitta.
  - väsymisluokka  $\Delta\sigma_C = 112$  MPa

Tarkasteltavat pisteet on esitetty sillan pääpalkin pituusleikkauksessa kuvassa 42. Aukoissa 1 ja 2 sijaitsevista tarkastelupisteistä tutkittiin rakenteen väsymiskestävyyttä taivutuksesta aiheutuvia jännitysvaihteluja vastaan. Lisäksi jäykisteiden ja alapaarteiden liitoksissa tarkasteltiin väsymiskestävyyttä pisteisiin kohdistuvia leikkausjännityksiä sekä yhdistettyjä taivutuksia ja leikkauksia vastaan. Maatuella tarkasteltiin ainoastaan jäykisteen ja alapaarten liitokseen leikkausvoimista aiheutuvia jännitysvaihteluita. Välituella vastaavassa detaljissa puolestaan tarkasteltiin tämän lisäksi myös taivutusjännitysvaihtelusta sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvaa väsymistä. Lisäksi välituella tarkasteltiin myös palkin ylälaipan kestävyyttä tukimomentin vaihtelun aiheuttamaa väsymistä vastaan.



Kuva 42. Liisanniemensillan tarkasteltavat pisteet sillan pituusleikkauksessa.

Kuvassa 43 Liisanniemensillan tarkastelupisteet on esitetty kulloinkin tarkasteltavan palkin poikkileikkauksessa.



Kuva 43. Liisanniemensillan tarkasteltavat pisteet kulloinkin tarkasteltavan palkin poikkileikkauksessa.

Väsymistarkastelun lisäksi tarkasteltiin sekä suunnittelukuormista että simuloinnista aiheutuvia tukireaktioita sillan maa- ja välituilla. Tukireaktioiden kohdalla ei kuitenkaan määritetty niiden väsyttävää vaikutusta, vaan arviointi tehtiin suoraan aiheutuvien rasitusten perusteella.

### 5.3.2 Liikenteen simulointi

Liikenteen simulointia varten määriteltiin jokaiselle tutkittavalle rasiussuurelle omat influenssiarvonsa. Influenssiarvot määriteltiin tasaisesti sillan pituussuuntaan sijoitettuisa pisteissä. Pisteitä oli yhteensä 48 kappaletta, ja niiden välinen etäisyys 6,5 metriä. Liisanniemensillan influenssiarvot on esitetty liitteen 1 kuvissa 52 ja 53.

### 5.3.3 Väsymistarkastelu

Liisanniemensillan väsymistarkastelu suoritettiin samalla periaatteella, kuin Melttusen sillalla. Standardin EN 1993-1-9 taulukoista 8.1, 8.3 ja 8.4 [6] saatiin tutkittaville rakenneyksityiskohdille niiden väsymisluokat. Väsymisluokat olivat samat kuin Melttusen sillan tarkastelluilla rakenneyksityiskohdilla. Pääpalkin alalaipan tarkastelussa väsymisluokkana käytettiin 112 MPa. Pääpalkin lohkoliitoksessa alapaarteiden välisessä hitsiliitoksessa väsymisluokkana käytettiin 90 MPa. Jäykisteen ja alapaarteiden välisen hitsiliitoksen väsymisluokka oli 80 MPa. Koon vaikutuksen huomioiva kerroin  $k_s$  otettiin väsymistarkastelussa huomioon kaikissa detaljeissa, sillä kaikkien tarkasteltujen rakenneosien paksuus oli yli 25 mm.

Varsinaisen väsymistarkastelun lisäksi tarkistettiin simuloidun liikenteen kuormista aiheutuvien jännitysvaihteluvälien pysyvän sallituissa rajoissa. Tämä tapahtui kappaleessa 5.2.3 mainittujen kaavojen 5.8 ja 5.9 mukaan.

Liisanniemensillan väsymistarkastelu taivutus- ja leikkausjännitysvaihteluista aiheutuvan väsymisen suhteen tehtiin samoin kuin toisen tarkasteltavan liittopalkkisillan, Melttusen sillan kohdalla. Taivutusjännitysvaihteluista aiheutuvaa väsymistä tarkasteltiin kaavojen 5.10–5.13 avulla. Leikkausjännitysvaihteluista aiheutuvan väsymisen tarkastelu tehtiin kaavoilla 5.14–5.15. Lisäksi tarkastettiin yhdistetyn taivutuksen ja leikkauksen aiheuttaman jännitysvaihtelun täyttävän ehdon 5.16. Kuten leikkausjännitysvaihtelua, myös yhdistettyä taivutusta ja leikkausta tarkasteltiin uuman ja poikkiristikon hitsiliitoksissa.

## 6. TULOKSET

Teoreettisista kohteista tarkasteltiin suunnittelukuormista aiheutuvien suurimpien rasitusvaihteluiden jakautumista silloilla. Vertailtiin jännevälien sekä hyötyleveyden muutoksen vaikutusta rasitusten jakautumiseen. Palkkisilloilla tarkasteltiin lisäksi, vaikuttaako pääpalkkien vääntöjäykkyyden pienentäminen rasitusten poikittaiseen jakautumiseen sillalla. Kunkin tarkastellun sillan rasituskohtaiset tulokset on esitetty liitteessä 2.

### 6.1 Rasitusten jakautuminen palkeille betoni- ja liittopalkkisilloilla

Teoreettisia siltakohteita kuormitettiin suunnittelukuormalla LM1, jolloin tuloksena saatiin sillan pääpalkkeihin aiheutuvat kaistakohtaiset rasitukset. Tässä tarkasteltiin rasitusten jakautumista ainoastaan niissä pisteissä, joihin suunnittelukuorma aiheutti suurimmat mahdolliset rasitusvaihtelut. Palkkikohtaisten rasitusten avulla määriteltiin kuormanjakokertoimet, eli palkille 1 siirtyvän rasituksen osuus koko tutkittavalta kuormakaistalta aiheutuvasta rasituksesta, kaava 6.1.

$$K = \frac{R_{max,1}}{R_{max,1} + R_{max,2}}, \quad \{6.1\}$$

jossa  $R_{max,1}$  on tarkasteltavalta kuormakaistalta palkille 1 aiheutuva rasitus  
 $R_{max,2}$  on tarkasteltavalta kuormakaistalta palkille 2 aiheutuva rasitus

Kuormanjakolukuja kuvataan tässä työssä seuraavilla termeillä:

$K1_t$  = kuormakaistalta 1t palkille 1 tulevan rasituksen osuus koko kaistalta 1t aiheutuvasta rasituksesta

$K2_t$  = kuormakaistalta 2t palkille 1 tulevan rasituksen osuus koko kaistalta 2t aiheutuvasta rasituksesta

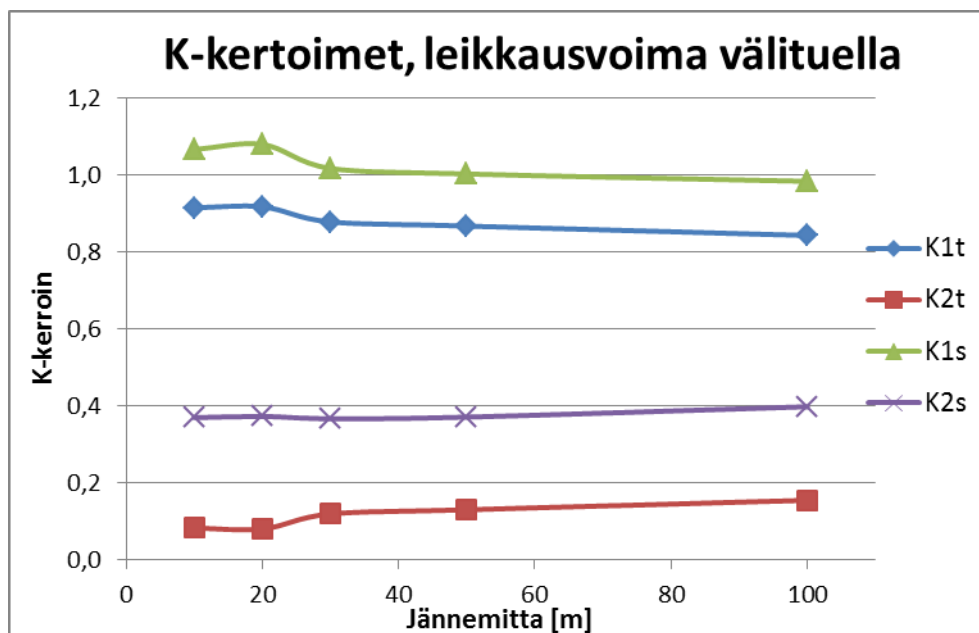
$K1_s$  = kuormakaistalta 1s palkille 1 tulevan rasituksen osuus koko kaistalta 1s aiheutuvasta rasituksesta

$K2_s$  = kuormakaistalta 2s palkille 1 tulevan rasituksen osuus koko kaistalta 2s aiheutuvasta rasituksesta

Kuormakaistoilta 1t ja 2t aiheutuvat rasitukset jakautuivat sillan pääpalkeille tasaisemmin kuin kaistoilta 1s ja 2s aiheutuvat rasitukset. Suunnittelukuormakaistojen sijoittuessa aivan sillan hyötyleveyden toiseen reunaan on palkille 1 tuleva kokonaisrasitus suurempi kuin todellisen liikenteen kaistoilta aiheutuva kokonaisrasitus. Hyötyleveyden kasvaessa myös suunnittelukuormakaistat siirtyvät enemmän sillan laidalle ja palkin 1

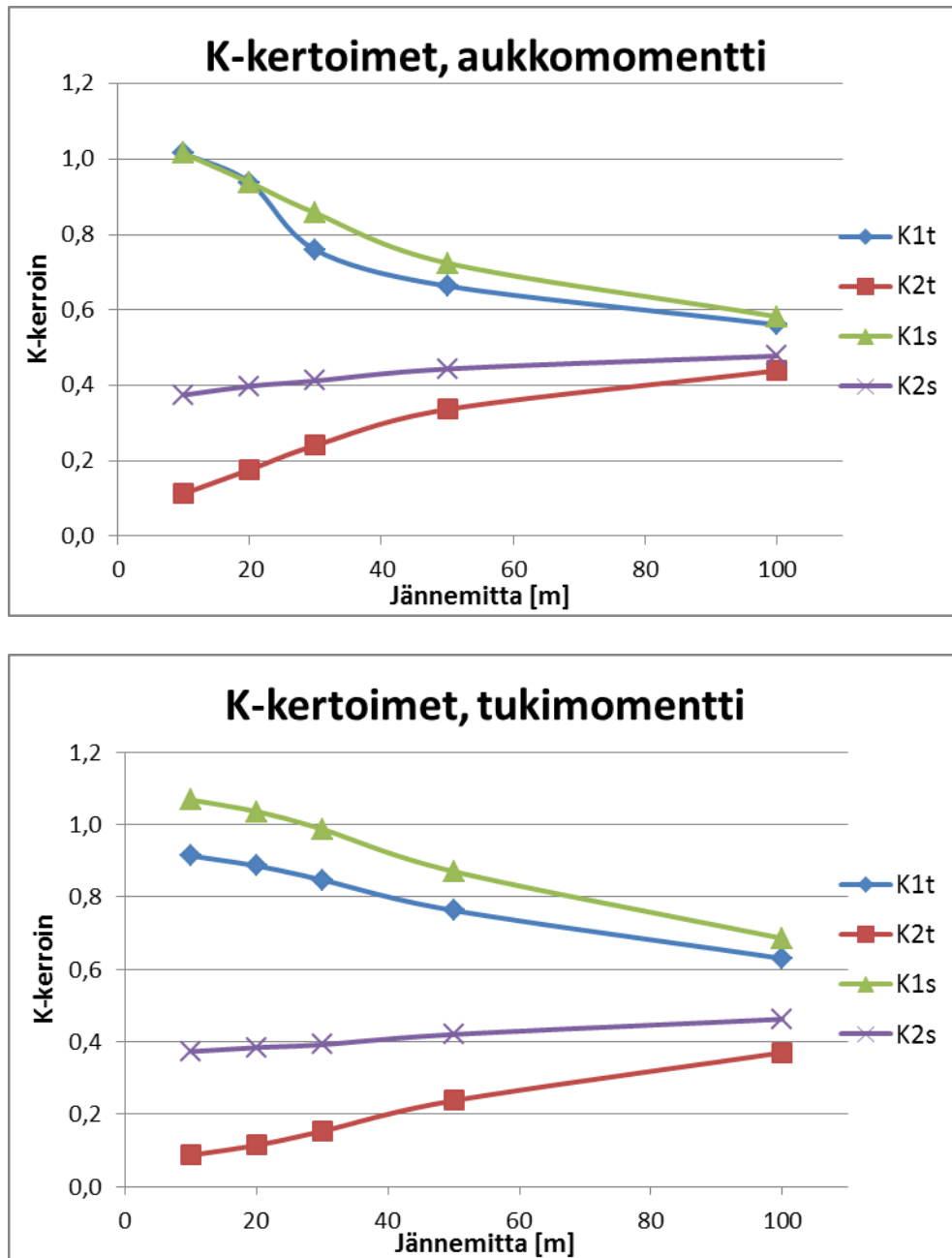
vaikutusalueelle, jolloin suurempi osa molempien kaistojen kuormituksesta siirtyy palkille 1.

Jännemitan vaihtelulla ei ollut merkittävää vaikutusta muiden rasitusten kuin aukko- ja tukimomenttien jakautumisessa. Esimerkiksi kuvassa 44 on esitetty välituen leikkausvoimien jakautumista kuvaavat kuormanjakokertoimet hyötyleveydeltään 8,0 metrin sillalla. Pääpalkkien vääntöjäykkyydestä on tässä huomioitu 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä. Jännemitan muuttuessa kuormanjakokertoimet vaihtelevat enintään 10 prosenttiyksikön verran.



Kuva 44. Kuormanjakokertoimet välitukien leikkausvoimilla sillan jännemitan vaihdellessa. Hyötyleveys 8,0 m, pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 %.

Aukko- ja tukimomentin kohdalla kuormanjakokerrointen vaihtelu sillan jännemitan muuttuessa on selkeämpää kuin muilla rasitussuureilla. Kaistoilta 1t ja 1s palkille 1 siirtyvien momenttien osuus koko sillalle aiheutuvista momenteista pienenee jopa 45 prosenttiyksikköä jännemitan kasvaessa. Vastaavasti kaistoilta 2t ja 2s palkille 1 siirtyvien momenttien osuus koko sillalle aiheutuvista momenteista kasvaa jopa yli 30 prosenttiyksikköä jännemitan kasvaessa. Kuvassa 45 on esitetty sekä suunnittelu- että simulointikaistojen kuormista aiheutuvien momenttien jakautumista kuvaavat kuormanjakokertoimet hyötyleveydeltään 8,0 m sillalla. Liitteen 2 kuvissa 58–61 on esitetty jännemitan vaihtelun vaikutus kuormanjakokertoimiin kaikilla tarkastelluilla hyötyleveyksillä.



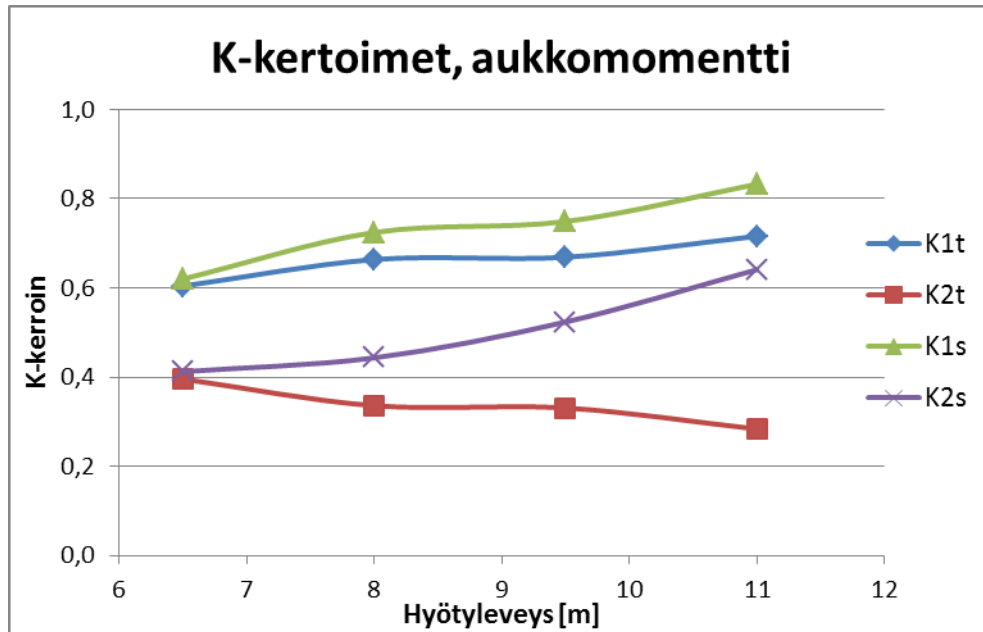
Kuva 45. Kuormanjakokertoimet aukko- ja tukimomenteilla sillan jännemitan kasvaessa. Hyötyleveys 8,0 m, pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 %.

### 6.1.1 Hyötyleveyden vaikutus

Hyötyleveyden vaihtelulla ei tulosten perusteella ollut merkittävää vaikutusta kuormanjakokertoimiin, kun kuorma oli sijoitettu simulointikaistoille 1t ja 2t. Kun kuorma puolestaan sijoitettiin suunnittelukaistoille, havaittiin hyötyleveyden vaihtelun vaikuttavan huomattavastikin rasitusten jakautumiseen pääpalkkien välillä. Erityisen suurta vaihtelu on kaistalta 2s aiheutuvien rasitusten jakautumisessa. Kaistalta 2s palkille 1 tulevien rasitusten osuuden voimakas vaihtelu johtuu kuormakaistojen sijoittumisesta sillan

poikkisuunnassa. Hyötyleveyden kasvaessa kaista 2s siirtyy enemmän ja enemmän palkin 1 tukialueelle, jolloin kyseiselle palkille tuleva rasitusosuuskin kasvaa.

Kuvassa 46 on esitetty kuormanjakokerrointen vaihtelu hyötyleveyden vaihdellessa jännemitaltaan 50 metrisellä betonipalkkisillalla. Betonipalkkien vääntöjäykkyydestä on tässä huomioitu 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä. Tarkasteltavaksi rasitukseksi on valittu kultakin kuormakaistalta aiheutuva aukkomomentti. Kaikilla tutkituilla rasitusluokilla kuormanjakokerrointen vaihtelu hyötyleveyden vaihdellessa oli samansuuntaista.



Kuva 46. Kuormanjakokertoimet aukkomomentille sillan hyötyleveyden kasvaessa. Jännemitta 50 m, pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 %.

Liitteen 2 kuvissa 62–66 on esitetty hyötyleveyden vaihtelun vaikutus kuormanjakokerroimiin kaikilla tarkastelluilla jännemitoilla.

### 6.1.2 Vääntöjäykkyyden vaikutus

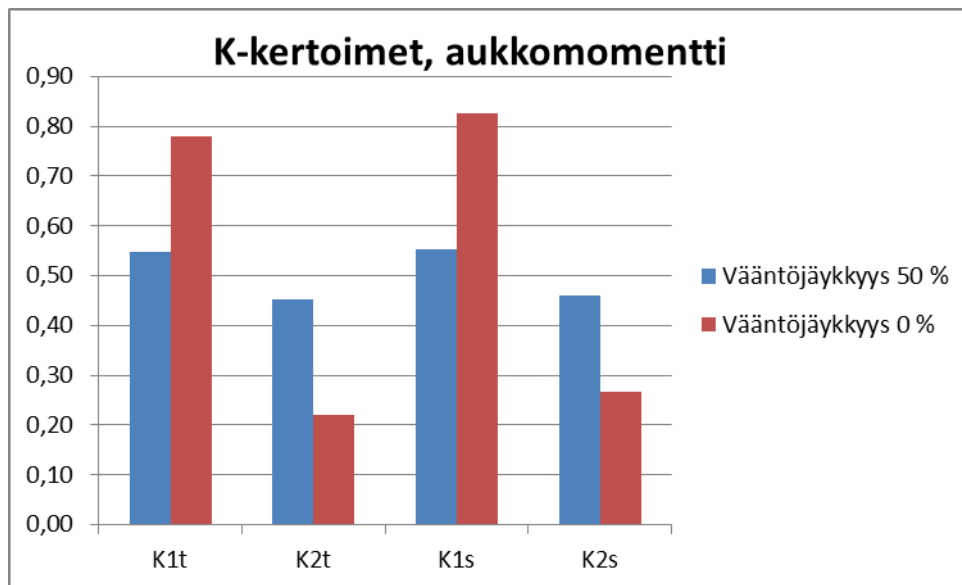
Teoreettisissa kohteissa tarkasteltiin myös rasitusten jakautumista pääpalkkien välillä, kun pääpalkkien vääntöjäykkyydet pienennettiin lähelle nollaa. Tällöin kuormat jakautuvat palkeille vipusäännön mukaan ja siltaa voidaan pitää käyttäytymisensä puolesta liittorakenteisena. Muiden rasitusten kuin aukko- ja tukimomenttien kohdalla ei vääntöjäykkyyden muutoksella havaittu olevan juurikaan vaikutusta kuormanjakokerroimiin.

Pääpalkkien vääntöjäykkyyden vähentyessä kuormakaistoilta aiheutuvat momentit jakautuvat selvemmin sille palkille, kumman vaikutusalueella kaistat sijaitsevat. Siksi pääpalkkien vääntöjäykkyyden vähentyessä kaikilla hyötyleveyksillä kuormanjakokerroimet K1s ja K1t kasvavat, eli suurempi osa kaistojen 1s ja 1t kuormasta siirtyy palkille



1. Vastaavasti kaistalta 2t aiheutuvat momentit siirtyvät enemmän palkille 2, eli kuormanjakokerroin  $K_{2t}$  pienenee, kun pääpalkkien vääntöjäykkyys pienenee. Pienillä hyötyleveyksillä kaista 2s sijaitsee lähempänä palkkia 2 kuin palkkia 1. Suuremmilla hyötyleveyksillä tilanne on päinvastainen. Tästä seuraa, että kapeilla silloilla kuormanjakokerroin  $K_{2s}$  pienenee, kun sillan pääpalkkien vääntöjäykkyys pienenee. Vastaavasti leveämmillä silloilla kuormanjakokerroin  $K_{2s}$  kasvaa pääpalkkien vääntöjäykkyyden pienetessä.

Pääpalkkien vääntöjäykkyyden vaikutus momenttien jakautumiseen sillan pääpalkkien välillä on sitä selvempää, mitä suurempi on sillan jännemitta. Kuvassa 47 on esitetty suunnittelukuormasta aiheutuvan aukkomentin jakautuminen sillan pääpalkkien välillä pääpalkkien vääntöjäykkyyden vaihdellessa. Sillan hyötyleveys on 6,5 metriä ja jännemitta 100 metriä. Liitteen 2 kuvissa 67–71 on esitetty vastaavat tulokset kaikille tutkituille hyötyleveyksille, jännemitoille sekä rasisuureille.



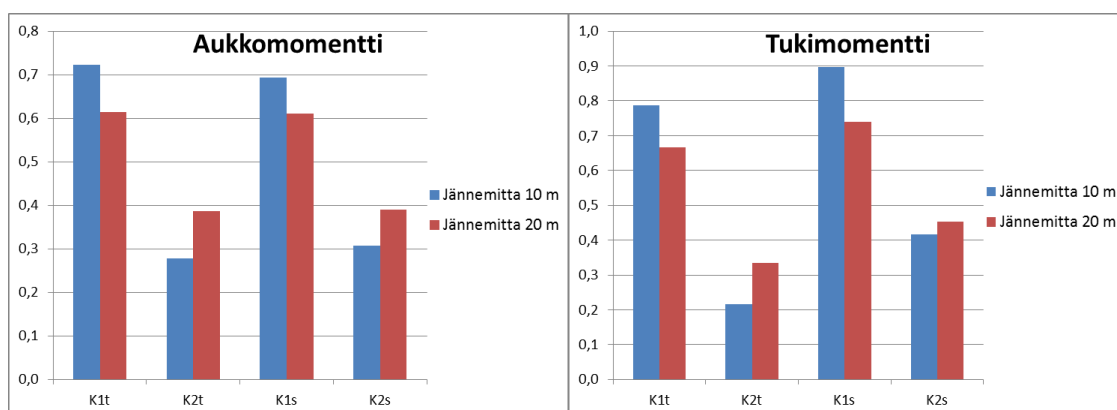
Kuva 47. Vääntöjäykkyyden vaikutus kuormanjakokertoimiin hyötyleveydeltään 6,5 m ja jännemitaltaan 100 m sillan aukkomentin tarkastelussa.

## 6.2 Rasisusten jakautuminen laattasillalle

Kuten teoreettisia palkkisilloja, myös laattasilloja kuormitettiin suunnittelukuormalla LM1. Suunnittelukuormasta aiheutuvia tukireaktioita ja tukimomentteja tarkasteltiin laattasillan pilarilinjan 1 pilareissa, kuva 19. Tarkastelu tehtiin kuten palkkisilloilla, mutta vertaamalla tukilinjalle 1 siirtyviä rasituksia koko tutkittavalta kuormakaistalta aiheutuvaan rasitukseen. Kuormakaistoilta aiheutuvia leikkausvoimia tarkasteltiin myös pilarilinjalla 1, mutta sillan pituussuunnassa 1 metrin päässä pilareista. Aukkomentin tarkastelu tehtiin kuvan 19 mukaisissa pisteissä. Leikkausvoiman ja aukkomentin

kohdalla kuormanjakokertoimet määriteltiin tarkastelemalla, kuinka suuri osa tutkittavasta rasituksesta tarkastelupisteessä aiheutuu kunkin kuormakaistan kuormasta.

Koska tarkasteltavien laattasiltojen hyötyleveys pysyi vakiona, tarkasteltiin ainoastaan jännemitan vaihtelun vaikutusta kuormien jakautumiseen sillalla. Aukko- ja tukimomenttia lukuun ottamatta jännemitan vaihtelulla ei havaita olevan merkittävää vaikutusta kuormien jakautumiseen laattasillalla. Muiden rasitus suureiden kuin momenttien tapauksessa kuormanjakokertoimet vaihtelevat vain joitain prosenttiyksiköitä sillan jännemitan muuttuessa. Tulokset ovat hyvin samansuuntaisia palkkisillan vastaavien tulosten kanssa. Kuvassa 48 esitetyistä tuloksista voidaan todeta sillan aukko- ja tukimomenttien kohdalla kuormanjakokerrointen vaihtelun olevan hieman selkeämpää.



Kuva 48. Momenttien jakautumista kuvaavien kuormanjakokerrointen vaihtelu laattasillalla jännemitan muuttuessa. Hyötyleveys 8,0 m.

Vastaavat tulokset kaikille tarkastelluille rasitus suureille on esitetty liitteen 2 kuvassa 72. Tulosten perusteella jännemitan kasvaessa kuormanjakokertoimet K1t ja K1s pienyvät ja kertoimet K2t ja K2s kasvavat. Suuremmilla jännemitoilla siis tarkastelupisteiden rasitukset aiheutuvat tasaisemmin sekä kaistalta 1 että kaistalta 2, kuin lyhemmillä jännemitoilla. Verrattaessa aukko- ja tukimomenttien jakautumista laattasillalla vastaavien rasitusten jakautumiseen palkkisillalla, todetaan aukkomomenttien jakautuvan laattasillalle tasaisemmin kuin palkkisillalle. Tämä selittyy sillä, että laattasillalla tarkasteltava piste sijaitsee aivan poikkileikkauksen vasemmassa laidassa, kun taas palkkisillalla se sijaitsee keskemmällä siltaa, vasemman puoleisen palkin kohdalla. Toisin kuin palkkisillalla, laattasillalla ei näin ollen mikään kuormakaistoista sijaitse kokonaan tarkasteltavan pisteen yläpuolella, tai jopa sen vasemmalla puolella. Tästä seuraa, että laattasillalla suurinkin kuormanjakokerroin on aukkomomentin kohdalla vain 0,72.

### 6.3 Todelliset kohteet

Simuloinnista ja laskelmista saatiin sekä todellisen liikenteen että suunnittelukuormien aiheuttamat rasitukset tutkituilla silloilla. Rakenneterästen väsymistarkastelussa simuloinnista aiheutuvien rasitusten tarkastettiin täyttävän ehdot 5.8 ja 5.9. Siltakohtaiset

tulokset on esitetty kappaleissa 6.3.1, 6.3.2 ja 6.3.3. Simuloinnista saatavia rasituksia verrattiin suunnittelukuormasta ja väsytskuormista aiheutuviin rasituksiin.

Eurokoodin soveltamisohjeessa NCCI 1 [7] ohjeistetaan sijoittamaan suunnittelukuormat tarkasteltavan sillan poikkisuunnassa siten, että saavutetaan määräävä vaikutus. Tämä tarkoittaa suunnittelukuormien sijoittamista aivan sillan hyötyleveyden reunaan, tässä työssä esitellyille kaistoille 1s ja 2s. Tässä työssä tarkasteltiin lyhyesti, millainen vaikutus tarkastelupisteisiin aiheutuviin rasituksiin olisi suunnittelukuormien sijoittamisella suunnittelukaistojen sijaan simulointikaistoille. Tarkasteltiin suunnittelu- ja simulointikaistojen välistä eroa myös kaistakohtaisten influenssiviivojen avulla.

Simuloinnista kerättiin kunkin sillan rasitushistoria 100 simulointikierrroksesta (=100 vuodesta). Näistä määritettiin ekvivalentti rasitus, jota käytettiin väsymistarkastelun lähtötietona. Liittopalkkisilloilla tehtiin myös väsymistarkastelu kuvittelemalla väsymisen kannalta kriittisimmät detaljit suurimpien väsyttävien jännitysvaihteluiden vaikutusalueille. Väsymisen kannalta kriittisimmillä detaljeilla käsitetään tässä rakenneyksityiskohdat, joiden väsymisluokka on pienin. Suorien betoniterästen väsymiskestävyys on kaikissa detaljeissa sama, joten teräsbetonisen laattasillan kohdalla tällaista kriittisimpien detaljien väsymistarkastelua ei ollut aiheellista suorittaa.

Liittopalkkisilloista luotiin arinamallit ja tarkasteltiin myös sitä, miten arinapalkkien vääntöjäykkyyden pienentäminen vaikuttaa rasitusten jakautumiseen. Vaikutusta tarkasteltiin influenssiviivojen kautta. Arinapalkkien vääntöjäykkyyttä pienennettiin lähelle nollaa ja havaittiin, ettei tällä juuri ollut vaikutusta influenssiarvoihin. Muutosta influenssiarvoihin ei syntynyt yhdenkään rasitussuureen kohdalla edes yhtä prosenttia.

### 6.3.1 Vähäjoen silta

Lusas Modeller – ohjelmalla tarkasteltiin Vähäjoen sillalle suunnittelu- ja väsytskuormista aiheutuvia rasituksia. FLM3-kuormakaaviolla lasketut rasitukset kerrottiin  $\lambda_s$  – kertoimilla, jotka määriteltiin kappaleen 2.5.3 mukaan erikseen liikenneluokalle 1 ja 2. Kentän väsymistarkastelussa  $\lambda_{s1}$  – kertoimelle on esitetty erilliset käyrät, mikäli tarkasteltavana on leikkausraudoitus. Tarkasteltavan rakenteen ollessa jatkuva palkki ovat betoniteräksen sekä leikkausraudoituksen käyrät samanlaiset. Määräävät vauriokertoimet molemmissa liikenneluokissa on esitetty taulukossa 20. Kuormakaavion FLM3 toinen ajoneuvo ei kasvattanut kuormasta syntyviä rasituksia, joten se jätettiin tarkastelussa huomioimatta.

*Taulukko 20. Määräävät vauriokertoimet tutkittavissa liikenneluokissa.*

Liikenne- luokka	JM	Tarkasteltava aukko	$\lambda_s$ (aukossa)	$\lambda_s$ (tuella)
LL1	12,8	Aukot 1 ja 3	0,87	0,73
LL2	12,8	Aukot 1 ja 3	0,76	0,63
LL1	16	Aukko 2	0,89	0,73
LL2	16	Aukko 2	0,78	0,64

Mikäli tarkasteltavana olisivat hitsatut tangot tai jatkoskappaleet, olisivat vauriokertoimet noin 50 % suurempia kuin taulukon 20 mukaiset vauriokertoimet. Tällöin myös väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitusvaihtelut olisivat suurempia kuin tässä työssä tarkasteltujen suorien betoniterästankojen tapauksessa. Kuten kappaleessa 5.1.3 todettiin, betoniterästen väsymiskäyrien muodot vaihtelevat terästyypeittäin ja simuloinnista aiheutuvan ekvivalentin rasitusvaihtelun arvo riippuu väsymiskäyrän muodosta. Vähäjoen sillalla simulointi suoritettiin ainoastaan suorille ja taivutetuille betoniteräksille eivätkä nämä simulointitulokset välttämättä vastaa muiden terästyyppien simulointituloksia. Tässä työssä simuloinnista saatuja ekvivalenttiarvoja ei siis voida suoraan verrata eri terästyyppien väsymiskestävyyksiin ja näin arvioida kyseisen terästyyppin väsymiskestävyyttä. Taulukossa 13 esitettyjen eri terästyyppien väsymislajuuksien perusteella voidaan kuitenkin olettaa, etteivät hitsatut tangot ja jatkoskappaleet tulisi kestämään simuloinnista aiheutuvaa väsyttävää rasitusvaihtelua.

Simuloinnista aiheutuvia sekä väsytytkuormakaavioilla FLM1 ja FLM3 saatuja rasituksia verrataan LM1-kuormakaaviolla saataviin rasituksiin. Lisäksi tarkastetaan ehto, jonka mukaan FLM1-kuormakaaviosta aiheutuva jännitysvaihteluväli raudoituksessa saa olla enintään 180 MPa [8].

Taulukkoon 21 on koottu rasitusten vertailuluvut, jotka on laskettu väsytytkuormista aiheutuvien rasitusten ja suunnittelukuormasta LM1 aiheutuvan rasituksen perusteella. Sekä suunnittelu- että väsytytkuormakaaviot on tässä sijoitettu suunnittelukaistoille.

*Taulukko 21. Väsytytkuormakaavioista aiheutuvat suhteelliset rasitukset suunnittelukuormasta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Sekä väsytytys- että suunnittelukuormakaaviot on sijoitettu suunnittelukaistoille.*

	FLM1/LM1	FLM3/LM1 LL1	FLM3/LM1 LL2
$M_{\text{aukko1, reuna}}$	0,62	0,38	0,33
$M_{\text{aukko2, reuna}}$	0,62	0,42	0,36
$M_{\text{aukko1, keski}}$	0,61	0,38	0,33
$M_{\text{aukko2, keski}}$	0,61	0,42	0,37
$M_{\text{tuki2}}$	0,54	0,51	0,44
$Q_{\text{maatuki}}$	0,62	0,40	0,35
$Q_{\text{välituki}}$	0,60	0,49	0,43
$N_{\text{maatuki}}$	0,62	0,55	0,48
$N_{\text{välituki}}$	0,54	0,54	0,47

Kuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitukset eivät missään tarkastelupisteistä ylitä arvoa 180 MPa. Väsytytkuormakaavion FLM1 ja suunnittelukuorman LM1 välinen suhde pysyy tasaisena tarkasteltavasta rasitussuureesta riippumatta. Tämä johtuu siitä, että väsytytkuormakaavio FLM1 on rakenteeltaan suunnittelukuormakaavion LM1 kaltaisen. Suhteelliset rasitukset vaihtelevat välillä 0,54...0,62. Väsytytkuormakaavion FLM3 suhteelliset rasitukset jäävät pienemmiksi kuin väsymiskuorman FLM1 vastaavat suhteelliset rasitukset. Ero väsymiskuormien suhteellisten arvojen välillä on vielä selkeämpi kuin kappaleessa 2.5.3 tarkastellulla betonipalkkisillalla.

Taulukossa 22 on verrattu simulaatiosta saatuja rasitussuureita suunnittelukuormilla laskettuihin rasituksiin.

*Taulukko 22. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelukuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu suunnittelukaistoille.*

Liikenneluokka 1				Liikenneluokka 2			
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3		Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
$M_{\text{aukko1, reuna}}$	0,33	0,53	0,86	$M_{\text{aukko1, reuna}}$	0,27	0,43	0,81
$M_{\text{aukko2, reuna}}$	0,32	0,52	0,77	$M_{\text{aukko2, reuna}}$	0,27	0,43	0,73
$M_{\text{aukko1, keski}}$	0,35	0,57	0,91	$M_{\text{aukko1, keski}}$	0,28	0,46	0,85
$M_{\text{aukko2, keski}}$	0,35	0,57	0,82	$M_{\text{aukko2, keski}}$	0,28	0,46	0,77
$M_{\text{tuki2}}$	0,47	0,87	0,93	$M_{\text{tuki2}}$	0,37	0,69	0,85
$Q_{\text{maatuki}}$	0,24	0,39	0,60	$Q_{\text{maatuki}}$	0,20	0,33	0,58
$Q_{\text{välituki}}$	0,24	0,39	0,48	$Q_{\text{välituki}}$	0,19	0,32	0,44
$N_{\text{maatuki}}$	0,46	0,74	0,84	$N_{\text{maatuki}}$	0,39	0,63	0,82
$N_{\text{välituki}}$	0,42	0,77	0,78	$N_{\text{välituki}}$	0,34	0,63	0,73

Liikenneluokassa 2 simulointitulokset ovat tutkittavasta rasituksesta riippuen 15–22 % pienempiä kuin liikenneluokassa 1. Taulukosta 22 havaitaan, että molemmissa liikenneluokissa simuloitujen arvojen suhde väsytytkuormakaavioon FLM3 on suurempi kuin niiden suhde väsytytkuormakaavioon FLM1.

Kappaleen 2.5.3 mukaan betoniterästen pienet vauriokertoimen arvot laskevat kuormaakaaviosta FLM3 aiheutuvia rasituksia. Tämä osaltaan vaikuttaa siihen, että simuloinnista aiheutuvien rasitusten suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on suurempi kuin niiden suhde väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuviin rasituksiin. Kuitenkin kaikissa tarkastelupisteissä väsytytkuormista aiheutuvat rasitukset ovat simuloituja arvoja suurempia.

Vähäjoen sillan väsymistarkastelussa tarkasteltiin ainoastaan betoniterästen väsymiskestävyyttä taivutuksesta aiheutuvan jännitysvaihtelun suhteen. Laskennan tulokset on esitetty liitteessä 3. Jokaiselle tarkasteltavalle detaljille on esitetty tulokset omalla tulostussivullaan. Taulukon 23 mukaisesti tulosten ensimmäisessä ruudukossa on listattu tarkasteltavan detaljin sijainti, väsymislukko, materiaalien kimmokertoimet sekä laskennassa käytettävät osavarmuuskertoimet. Detaljin sijainti on esitetty ensimmäisessä aukossa etäisyytenä sillan päästä ja toisessa aukossa etäisyytenä välituesta. Näiden alle on laskettu väsymistarkastelun tulokset sekä liikenneluokassa 1 että liikenneluokassa 2. Vähäjoen silta kuuluu liikenneluokkaan 1, joten tämän mukainen väsymisaste on kussakin taulukossa lihavoitu.

Taulukko 23. Detaljin väsymistarkastelun tulokset.

Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 1, keskilinja	
Sijainti	$x =$	$0,5 \cdot L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31476
Väsytytkuormien osavarmuusluku	$\gamma_{F, fat} =$	1,00
Väsytytkuormitetun betoniteräksen osavarmuusluku	$\gamma_{S, fat} =$	1,15
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s,ap} [mm^2] =$	3800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,ap} / A_c =$	6,56E-03
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitus	$M_{aukko1, ekv} [MNm] =$	138,44
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	68,64
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	<b>0,49</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitus	$M_{aukko1, ekv} [MNm] =$	113,12
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	56,09
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	0,40

Molemmissa liikenneluokissa väsymisasteet kaikissa tarkastelluissa detaljeissa olivat keskenään hyvin samansuuruisia. Liikenneluokassa 1 väsymisasteet olivat detaljista riippuen 44...49 %. Liikenneluokassa 2 väsymisasteet vaihtelivat välillä 37...40 %. Taulukkoon 24 on koottu Vähäjoen sillalla tarkasteltujen detaljien väsymisasteet liikenneluokittain.

*Taulukko 24. Vähäjoen sillan tarkasteltujen detaljien väsymisasteet liikenneluokissa 1 ja 2.*

Detalji	Väsymisaste [%]	
	Liikenne- luokka 1	Liikenne- luokka 2
Aukko 1, reuna	47	39
Aukko 1, keskilinja	49	40
Aukko 2, reuna	46	39
Aukko 2, keskilinja	49	40
Välituki T2, pilarilinja 2	48	38

Suurimmat väsymisasteet aiheutuivat kummankin tarkasteltavan aukon keskipisteeseen. Kuitenkin kaikkien tarkasteltavien detaljien kestävyys väsymistä vastaan on riittävä. Betoniterästen väsymisen ei siis katsota lyhentäneen sillan suunniteltua käyttöikää.

Suunnittelukuormista aiheutuvia rasituksia tarkasteltiin myös tapauksessa, jossa kuormat sijoitettiin kuvan 28 mukaisille simulointikaistoille 1t ja 2t. Tarkasteltavina pisteinä toimivat samat pisteet kuin aiemmissa tarkasteluissa. Tässä suunnittelukuormista aiheutuvia rasituksia tarkasteltiin kuorman sijaitessa sillalla sellaisessa pisteessä, että siitä aiheutui suurin mahdollinen rasitusvaihtelu. Taulukoissa 25a–25c on esitetty vertailun tulokset suunnittelu- ja väsytySKUORMITTAIN. Taulukoiden ensimmäisessä ja toisessa sarakkeessa on esitetty rasitukset, jotka aiheutuvat kulloinkin vaikuttavan suunnittelu-kuorman sijaitessa simulointi- ja suunnittelukaistoilla. Viimeisessä sarakkeessa on esitetty prosentteina se, paljonko simulointikaistoilta aiheutuvat rasitukset ovat suhteessa suunnittelukaistoilta aiheutuviin rasituksiin.



*Taulukko 25a. Suunnittelukuorman LM1 aiheuttamat suurimmat rasitusvaihtelut kuorman sijaitessa suunnittelu- ja simulointikaistoilla.*

	Sim. Kaista	Suun. Kaista	Muutos [%] sim./suun.
$M_{\text{aukko1, reuna}}$ [MNm]	358	410	87
$M_{\text{aukko2, reuna}}$ [MNm]	361	411	88
$M_{\text{aukko1, keski}}$ [MNm]	391	398	98
$M_{\text{aukko2, keski}}$ [MNm]	395	401	98
$M_{\text{tuki2}}$ [MNm]	297	313	95
$Q_{\text{maatuki}}$ [MN]	143	176	82
$Q_{\text{välituki}}$ [MN]	171	222	77
$N_{\text{maatuki}}$ [MN]	299	366	82
$N_{\text{välituki}}$ [MN]	503	649	77

Taulukon 25a vertailutuloksista havaitaan suunnittelukuormasta LM1 aiheutuvien rasitusten olevan pienempiä, kun kuorma sijaitsee suunnittelukaistojen sijaan simulointikaistoilla. Rasitusten muutos vaihtelee kuitenkin tarkasteltavasta rasitussuureesta riippuen. Esimerkiksi sillan keskilinjalle simulointikaistoilta aiheutuvat aukkomomentit pienenevät 2 %, kun kuorma siirretään suunnittelukaistoilta simulointikaistoille. Sen sijaan aukkojen reunoilla vastaava prosenttiosuus on 12–13 %. Ero tarkastelupisteiden välillä aiheutuu tarkasteltavien pisteiden ja kuormakaistojen poikittaisesta sijainnista sillalla.

*Taulukko 25b. Väsytyskuormakaavion FLM1 aiheuttamat suurimmat rasitusvaihtelut kuorman sijaitessa suunnittelu- ja simulointikaistoilla.*

	Sim. Kaista	Suun. Kaista	Muutos [%] sim./suun.
$M_{\text{aukko1, reuna}}$ [MNm]	220	253	87
$M_{\text{aukko2, reuna}}$ [MNm]	220	253	87
$M_{\text{aukko1, keski}}$ [MNm]	241	245	98
$M_{\text{aukko2, keski}}$ [MNm]	241	245	98
$M_{\text{tuki2}}$ [MNm]	164	170	96
$Q_{\text{maatuki}}$ [MN]	88	109	80
$Q_{\text{välituki}}$ [MN]	102	134	76
$N_{\text{maatuki}}$ [MN]	182	227	80
$N_{\text{välituki}}$ [MN]	271	354	77

Taulukosta 25b havaitaan väsytytkuormakaavion FLM1 aiheuttamien rasisusten muutosten olevan pitkälti samansuuruisia taulukon 25a mukaisten tulosten kanssa.

*Taulukko 25c. Väsytytkuormakaavion FLM3 aiheuttamat suurimmat rasisusvaihtelut kuorman sijaitessa suunnittelu- ja simulointikaistoilla.*

	Sim. Kaista	Suun. Kaista	Muutos [%] sim./suun.
$M_{\text{aukko1, reuna}}$ [MNm]	137	156	88
$M_{\text{aukko2, reuna}}$ [MNm]	152	171	89
$M_{\text{aukko1, keski}}$ [MNm]	149	152	98
$M_{\text{aukko2, keski}}$ [MNm]	169	170	100
$M_{\text{tuki2}}$ [MNm]	147	158	93
$Q_{\text{maatuki}}$ [MN]	61	70	87
$Q_{\text{välituki}}$ [MN]	109	109	100
$N_{\text{maatuki}}$ [MN]	160	201	80
$N_{\text{välituki}}$ [MN]	256	349	73

Myös väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasisukset ovat suurempia tai yhtä suuria kuorman sijaitessa simulointikaistojen sijaan suunnittelukaistoilla. Tässäkin rasisuskasvu kuitenkin vaihtelee riippuen tarkasteltavasta rasisussuureesta. Sillan keskilinjalla aukkoon 2 aiheutuva momentti ei muutu lainkaan, kun kuorma siirretään simulointikaistoilta suunnittelukaistoille. Vastaava prosentuaalinen muutos aukon 2 reunapisteessä on 11 %. Suurin prosentuaalinen muutos tapahtuu välituen tukireaktiossa, jossa simulointikaistoilta aiheutuvat rasisukset ovat 27 % pienempiä kuin suunnittelukaistoilta aiheutuvat rasisukset.

Suunnittelu- ja simulointikaistojen eroa tarkasteltiin myös kaistakohtaisten influenssi-viivojen avulla. Influenssi-viivat on esitetty liitteen 1 kuvassa 54. Taulukoissa 25a-25c tarkasteltiin suunnittelu- ja väsytytkuormista aiheutuvia maksimirasisusvaihteluja sillalla. Simulointi- ja suunnittelukaistojen eroa tarkasteltiin näin ollen kuorman sijaitessa vain yhdessä pisteessä sillan pituussuunnassa. Kappaleessa 6.2 tarkasteltiin kuorman jakautumista kuvitteellisella laattasillalla. Tuloksina saatiin tällöinkin kullekin rasisussuurelle vain yhden, kaistakohtaiset kuormanjakokertoimet. Liitteen 1 kuvan 54 influenssiarvoista havaitaan kaistakohtaisten rasisusten keskinäisten suhteiden muuttuvan jatkuvasti sillan pituussuunnassa. Yksittäisiä kuormanjakokertoimia, jotka kuvaisivat rasisusten kaistakohtaista jakautumista koko sillan matkalla, on siis mahdotonta luotettavasti määrittää. Vastaavaan tutkimustulokseen on päädytty tutkimuksessa Equivalent stresses of traffic loading by simulation [23].

Kun kuormat sijaitsivat simulointikaistoilla, kaikkiin tarkasteltaviin pisteisiin aiheutuvat rasitukset olivat pienempiä tai yhtä suuria kuin tapauksessa, jossa kuormat sijaitsivat suunnittelukaistoilla. Mikäli verrataan simuloinnista saatuja rasituksia simulointikaistoille sijoitetuista suunnittelukuormista aiheutuviin rasituksiin, saadaan taulukon 26 mukaiset tulokset. Taulukosta on korostettu ne solut, joissa suhteellinen rasitus ylittää arvon 1,00.

*Taulukko 26. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelukuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu simulointikaistoille.*

	Liikenneluokka 1				Liikenneluokka 2		
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3		Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
$M_{\text{aukko1, reuna}}$	0,38	0,61	0,98	$M_{\text{aukko1, reuna}}$	0,31	0,50	0,92
$M_{\text{aukko2, reuna}}$	0,37	0,60	0,87	$M_{\text{aukko2, reuna}}$	0,30	0,50	0,82
$M_{\text{aukko1, keski}}$	0,35	0,58	0,93	$M_{\text{aukko1, keski}}$	0,29	0,47	0,87
$M_{\text{aukko2, keski}}$	0,35	0,57	0,82	$M_{\text{aukko2, keski}}$	0,29	0,47	0,77
$M_{\text{tuki2}}$	0,50	0,90	1,00	$M_{\text{tuki2}}$	0,39	0,72	0,91
$Q_{\text{maatuki}}$	0,29	0,48	0,69	$Q_{\text{maatuki}}$	0,25	0,40	0,66
$Q_{\text{välituki}}$	0,31	0,52	0,48	$Q_{\text{välituki}}$	0,25	0,41	0,44
$N_{\text{maatuki}}$	0,56	0,93	1,05	$N_{\text{maatuki}}$	0,48	0,79	1,03
$N_{\text{välituki}}$	0,54	1,00	1,06	$N_{\text{välituki}}$	0,44	0,82	1,00

Koska suunnittelukuormista aiheutuva rasitus sillalla tarkasteltavissa pisteissä pienenee, simulointi- ja suunnittelutulosten väliset suhdeluvut kasvavat. Taulukosta 26 havaitaan, että liikenneluokassa 1 todellinen liikenne aiheuttaa sillan välituelle hieman suuremmat tai yhtä suuret tukireaktiot kuin väsytytkuormakaaviot FLM1 ja FLM3. Väsytytkuormakaavio FLM3 ylittyy tukireaktion osalta myös maatuella sekä liikenneluokassa 2.

### 6.3.2 Melttusen silta

Simuloinnista sekä väsytytkuormakaavioilla saatuja rasituksia verrattiin suunnittelukuormakaavioilla saataviin rasituksiin. FLM3-kuormakaaviolla lasketut rasitukset kerrottiin ennen vertailua  $\lambda$  – kertoimilla, jotka määriteltiin kappaleen 2.5.4 mukaan erikseen liikenneluokalle 1 ja 2. Vauriokertoimet olivat yhtä suuret taivutus- ja leikkausjännityksiä tarkasteltaessa. Määräävät vauriokertoimet molemmissa liikenneluokissa on esitetty taulukossa 27. Kuormakaavion FLM3 ensimmäisen ja toisen ajoneuvon väliseksi etäisyydeksi on tässä tarkastelussa päätetty 40 m. Koska Melttusen sillan pituus on 38 m, ei kuormakaavion FLM3 toista ajoneuvoa ole huomioitu laskelmissa.

*Taulukko 27. Määräävät vauriokertoimet tutkittavissa liikenneluokissa.*

Liikenne- luokka	JM	Määräävä vauriokerroin aukossa	Määräävä vauriokerroin tuella
LL1	38	1,93	1,51
LL2	38	1,45	1,14

Taulukossa 28 on verrattu väsytytkuormista FLM1 ja FLM3 aiheutuvia rasituksia suunnittelukuorman LM1 aiheuttamiin rasituksiin.

*Taulukko 28. Väsytytkuormakaavioista aiheutuvat suhteelliset rasitukset suunnittelukuormakaaviosta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Sekä väsytyt- että suunnittelukuormakaaviot on tässä sijoitettu suunnittelukaistoille.*

	FLM1/LM1	FLM3/LM1 LL1	FLM3/LM1 LL2
$M_{0,25}$	0,52	0,65	0,49
$M_{0,5}$	0,52	0,62	0,47
$Q_0$	0,52	0,53	0,40
$Q_{0,25}$	0,56	0,76	0,57

Liikenneluokassa 1 väsytytkuormakaavio FLM3 aiheuttaa sillalle suuremmat rasitukset kuin väsytytkuormakaavio FLM1. Liikenneluokassa 2 tulokset ovat vastakkaiset muuten paitsi sillan neljännespisteen leikkausrasitusten kohdalla. Tulokset ovat samaa suuruusluokkaa kuin kappaleessa 2.5.4 tarkastellulla kaksiaukkoisella teräspalkkisillalla.

Taulukossa 29 on esitetty simuloinnista aiheutuvien rasitusten vertailu suunnittelukuormilla laskettuihin rasituksiin.

*Taulukko 29. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelukuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu suunnittelukaistoille.*

Liikenneluokka 1				Liikenneluokka 2			
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3		Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
$M_{0,25}$	0,48	0,92	0,85	$M_{0,25}$	0,38	0,72	0,89
$M_{0,5}$	0,50	0,97	0,94	$M_{0,5}$	0,39	0,75	0,96
$Q_0$	0,44	0,84	0,96	$Q_0$	0,34	0,65	0,99
$Q_{0,25}$	0,48	0,86	0,74	$Q_{0,25}$	0,38	0,68	0,79

Taulukon 29 perusteella simulointitulokset jäävät kaikkien tarkasteltujen rasisuureiden kohdalla pienemmiksi kuin suunnittelukuormista aiheutuvat rasitukset. Huomattavaa tuloksissa on se, että simuloitujen rasisuureiden suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin kasvaa siirryttäessä liikenneluokasta 1 luokkaan 2. Väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin vaikuttaa kappaleen 2.5.4 mukaisesti myös ekvivalentti vauriokerroin, jonka suuruus riippuu muun muassa liikenteen määrästä. Liikennemäärän vähentyessä pienenee myös ekvivalentti vauriokerroin. Liikenneluokassa 2 simuloitut rasitukset ovat 20–23 % pienempiä kuin liikenneluokassa 1. Väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset puolestaan pienenevät 25 % siirryttäessä liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2. Tulosten perusteella siis liikennemäärän vähentyessä simuloinnista aiheutuvat rasitukset sillalla pienenevät maltillisemmin kuin väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset. Tästä seuraa, että simuloitujen rasisuureiden suhde väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on suurempi liikenneluokassa 2.

Simuloidun liikenteen aiheuttamien jännityssyklien vaikutusta rakenteen väsymiskestävyyteen tarkasteltiin yhteensä neljässä detaljissa sillan toisessa teräspalkissa. Laskennan tulokset on esitetty liitteessä 4 Palkkien alalaipoissa sekä paarejatkoksessa saadut tulokset on esitetty kukin omalla tulostussivullaan. Näissä detaljeissa väsymisaste määriteltiin käyttäen kaavaa 5.13. Uuman ja jäykisteen hitsiliitoksesta saadut tulokset on esitetty kahdella sivulla (taulukot 30a ja 30b). Tässä tarkasteltiin mitoitusasteiden 5.13, 5.15 sekä 5.16 toteutuminen. Tulokset on esitetty sekä liikenneluokassa 1 että liikenneluokassa 2. Melttusen silta kuuluu liikenneluokkaan 2, joten tämän luokan mukaiset väsymisasteet on lihavoitu.

Taulukko 30a, Detaljin taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuvan väsymisen tarkastelu.

Kohde	Melittusen silta	
Detalji	Uuman ja jäykisteen hitsiliitos	
Sijainti	$x =$	$0,33 \cdot L$
Väsymislukka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_w [mm] =$	16
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislukojen osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betoniastian ala	$A_c [mm^2] =$	968500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	75510
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{0i} [mm] =$	1552
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	0,165
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko, ekv} [MNm] =$	5,19
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	46,59
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,79
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko, ekv} [MNm] =$	4,04
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	36,31
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,61</b>

*Taulukko 30b. Detaljin leikkausjännitysvaihtelusta sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvan väsymisen tarkastelu.*

<b>Leikkausjännitykset</b>		
Teräspalkin uuman korkeus	$h_w$ [mm] =	1750
Teräspalkin uuman paksuus	$t_w$ [mm] =	16
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{ekv}$ [MN] =	0,38
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	13,43
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\tau_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma F_f \cdot \Delta\tau_E / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf})$	0,23
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{ekv}$ [MN] =	0,29
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	10,50
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\tau_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma F_f \cdot \Delta\tau_E / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,18</b>
<b>Yhdistetty taivutus ja leikkaus</b>		
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	0,49
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	<b>0,23</b>

Taulukon 30a mukaisesti tulosten ensimmäisessä ruudukossa on lyhyesti esitetty perustiedot tarkasteltavasta detaljista. Detaljin sijainti on esitetty etäisyytenä sillan päästä. Tämän perään on taulukoiden 30a ja 30b mukaisesti taulukoitu itse väsymistarkastelun tulokset muutaman välivaiheen kautta. Tulosten lopuksi on tehty yhdistetyn taivutuksen ja leikkauksen tarkastelu, jossa väsymisaste on laskettu mitoitusohjeen 5.16 avulla.

Suurimmat rasitukset syntyivät pituussuunnassa sillan keskelle. Taivutusjännitysten tarkastelussa tässä pisteessä saavutettiin myös suurimmat väsymisasteet. Liikenneluokassa 1 väsymisaste oli 81 % ja liikenneluokassa 2 63 %. Taulukkoon 31 on koottu kunkin Melttusen sillan tarkastellun detaljin väsymisasteet. Taivutusjännitysvaihteluista, leikkausjännitysvaihteluista sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvat väsymisasteet on esitetty samassa taulukossa. Väsymisasteet on ilmoitettu molemmissa liikenneluokissa.

Taulukko 31. Väsymisasteet Melttusen sillan eri detaljeissa liikenneluokissa 1 ja 2.

Detalji	Väsymisaste [%]	
	Liikenne- luokka 1	Liikenne- luokka 2
<b>Normaalijännitysvaihteluista aiheutuva väsyminen</b>		
Alalaippa, 0,25L	59	46
Alalaippa, 0,5L	81	63
Paarrejaikokos, 0,33L	77	60
Uuman ja jäykisteen liitos, 0,33L	79	61
<b>Leikkausjännitysvaihteluista aiheutuva väsyminen</b>		
Uuman ja jäykisteen liitos, 0,33L	23	18
<b>Yhdistetystä leikkauksesta ja taivutuksesta aiheutuva väsyminen</b>		
Uuman ja jäykisteen liitos, 0,33L	49	23

Uuman ja jäykisteen hitsiliitoksessa väsymisasteet olivat vain hieman sillan keskipisteessä alalaipan väsymisastetta pienempiä. Taivutusjännitysten tarkastelussa väsymisaste tässä liitoksessa oli liikenneluokassa 1 79 % ja liikenneluokassa 2 61 %. Leikkausjännitysten tarkastelussa väsymisasteet jäivät varsin pieniksi, suurimmillaankin vain 23 %:iin. Taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuva väsymisaste oli paarrejaikokoksessa lähes yhtä suuri kuin uuman ja jäykisteen hitsiliitoksessa. Nämä detaljit sijaitsivat sillan pituussuunnassa samassa pisteessä, joten niihin aiheutuvat rasitukset olivat myös yhtä suuret. Ero detaljien välisissä väsymisasteissa aiheutuu detaljien väsymisluokkien erosta.

Melttusen sillan alkuperäisten suunnitelmien mukaan siinä käytetyn rakenneteräksen lujuus on 385 MPa. Tällöin ehdot 5.8 ja 5.9 toteutuvat kaikissa tarkasteltavissa detaljeissa.

Vertailun vuoksi suunnittelukuormat sijoitettiin myös kuvan 35 mukaisille simulointikaistoille 1t ja 2t. Tällöin saatavia rasituksia verrattiin rasituksiin, jotka aiheutuvat suunnittelukuorman sijaitessa suunnittelukaistoilla 1s ja 2s. Kuten Vähäjoen sillalla, tässä suunnittelukuormista aiheutuvia rasituksia tarkasteltiin kuorman sijaitessa sillalla sellaisessa pisteessä, että siitä aiheutui suurin mahdollinen rasitusvaihtelu. Taulukoissa 32a-32c on esitetty vertailun tulokset suunnittelu- ja väsytyskuormittain. Taulukoiden ensimmäisessä sarakkeessa on esitetty rasitukset, jotka aiheutuvat kulloinkin vaikuttavan suunnittelukuorman sijaitessa simulointikaistalla. Seuraavassa sarakkeessa on esitetty vastaavat rasitukset kuorman sijaitessa suunnittelukaistalla. Viimeisessä sarakkeessa



sa on esitetty prosentteina se, paljonko simulointikaistoilta aiheutuvat rasitukset ovat suunnittelukaistoilta aiheutuvista rasituksista.

*Taulukko 32a. Suunnittelukuormakaavion LM1 aiheuttamien suurimpien rasitusvaihteluiden vertailu.*

	Sim. Kaista	Suun. Kaista	Muutos [%] sim./suun.
$M_{0,25}$ [MNm]	7706	10025	77
$M_{0,5}$ [MNm]	10215	13287	77
$Q_0$ [MN]	1085	1411	77
$Q_{0,25}$ [MNm]	697	911	76

*Taulukko 32b. Väsytytkuormakaavion FLM1 aiheuttamien suurimpien rasitusvaihteluiden vertailu.*

	Sim. Kaista	Suun. Kaista	Muutos [%] sim./suun.
$M_{0,25}$ [MNm]	3986	5234	76
$M_{0,5}$ [MNm]	5272	6923	76
$Q_0$ [MN]	562	737	76
$Q_{0,25}$ [MNm]	389	513	76

Taulukoiden 32a ja 32b mukaisista tuloksista havaitaan tarkasteltaviin pisteisiin aiheutuvien rasitusten olevan suurempia suunnittelu- ja väsytytkuormien sijaitessa suunnittelukaistoilla. Suunnittelukuormakaavioista LM1 ja FLM1 aiheutuvat rasitukset ovat 33–34 % suurempia kuormien sijaitessa suunnittelukaistoilla kuin niiden sijaitessa simulointikaistoilla. Väsytytkuormakaavion FLM1 kohdalla muutos on yhtä suurta, sillä kuormakaavio FLM1 on rakenteeltaan samanlainen kuin kuormakaavio LM1.

*Taulukko 32c. Väsytytkuormakaavion FLM3 aiheuttamien suurimpien rasitusvaihteluiden vertailu.*

	Sim. Kaista	Suun. Kaista	Muutos [%] sim./suun.
$M_{0,25}$ [MNm]	5008	5626	89
$M_{0,5}$ [MNm]	6347	7131	89
$Q_0$ [MN]	575	646	89
$Q_{0,25}$ [MNm]	527	592	89

Myös väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset ovat suurempia, mikäli kuorma sijoitetaan suunnittelukaistalle. Eroa kaistoilta aiheutuvien rasitusten välillä on kuitenkin vähemmän kuin kuormakaavioiden LM1 ja FLM1 tapauksissa. Väsytytkuormakaavion FLM3 sijaitessa simulointikaistoilla ovat aiheutuvat rasitukset 11 % pienempiä kuin rasitukset, jotka syntyvät kuorman sijaitessa suunnittelukaistoilla.

Suunnittelu- ja simulointikaistojen eroa tarkasteltiin myös kaistakohtaisten influenssi- viivojen avulla. Influenssiarvot määriteltiin kuten aiemminkin tasaisesti sillan pituus- suuntaan sijoitetuissa pisteissä. Influenssiviivat on esitetty liitteen 1 kuvassa 53 Influenssiarvoista havaitaan, että toisin kuin Vähäjoen sillalla, sekä suunnittelu- että simulointikaistoilta aiheutuvien rasitusten keskinäiset suhteet pysyvät tässä aika lailla vakioina koko sillan matkalla. Kaistalta 2s aiheutuvat rasitukset ovat jokaisessa tarkastellussa influenssipisteessä 33–38 % kaistalta 1s aiheutuvista rasituksista. Vastaavasti kaistalta 2t aiheutuvat rasitukset ovat noin 13 % kaistalta 1t aiheutuvista rasituksista.

Verrataan influenssiarvojen perusteella rasitusten kaistakohtaista jakautumista kappaleessa 6.1 määriteltyihin teoreettisten siltakohteiden rasitusten jakautumiseen. Valitaan vertailukohteeksi sellainen teoreettinen siltakohde, jonka jännemitta on 38 metriä, hyötyleveys 7,0 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykkyys lähellä nollaa. Tällöin valittu teoreettinen siltakohde on käyttäytymiseltään liittorakenteisen sillan mukainen. Kuvan 52 mukaisten kaistakohtaisten influenssiviivojen keskinäiset suhteet vastaavat melko hyvin teoreettisen kohteen kuormanjakokertoimia. Tulosten pieneen eriävyyteen vaikuttaa muun muassa se, että teoreettisina kohteina on tarkasteltu ainoastaan kaksiaukkoisia siltoja, kun taas Melttusen silta on yksiaukkoinen.

Tarkasteltaviin pisteisiin aiheutuvat rasitukset pienenevät keskimäärin 11 %, kun suunnittelukuorma siirretään kaistalta 1s kaistalle 1t. Kun kuorma siirretään kaistalta 2s kaistalle 2t pienenevät rasitukset huomattavasti enemmän, keskimäärin 65 %. Verrataan simuloinnista saatuja rasituksia simulointikaistoille sijoitetuista suunnittelukuormista aiheutuviin rasituksiin. Vertailun tulokset on esitetty liikenneluokittain taulukossa 33. Taulukosta on korostettu ne solut, joissa suhteellinen rasitus ylittää arvon 1,00.

*Taulukko 33. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelukuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu simulointikaistoille.*

Liikenneluokka 1				Liikenneluokka 2			
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3		Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
$M_{0,25}$	0,62	1,21	0,96	$M_{0,25}$	0,49	0,94	1,00
$M_{0,5}$	0,65	1,27	1,05	$M_{0,5}$	0,51	0,98	1,08
$Q_0$	0,57	1,10	1,08	$Q_0$	0,44	0,85	1,11
$Q_{0,25}$	0,63	1,13	0,84	$Q_{0,25}$	0,50	0,90	0,88

Koska suunnittelukuormista aiheutuva rasitus sillalla tarkasteltavissa pisteissä pienenee, simulointi- ja suunnittelutulosten välinen suhde kasvaa. Taulukosta 33 havaitaan liikenneluokassa 1 simuloitujen rasitusten ylittävän väsytyskuormista FLM1 ja FLM3 aiheutuvat rasitukset monin paikoin. Myös liikenneluokassa 2 simuloitujen rasitukset ylittävät väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset sillan neljännespisteeseen aiheutuvaa leikkausvoimaa lukuun ottamatta.

### **Kriittisimpien pisteiden tarkastelu**

Melttusen sillalla simuloinnista aiheutuva, suurin taivutusmomentti aiheutuu sillan keskikohtaan. Pienimmät väsymisluekat puolestaan ovat uuman ja jäykisteen hitsiliitoksessa sekä paarrejatkokseissa. Kuvitellaan näiden detaljien sijaitsevan sillan keskipisteessä, jossa niihin aiheutuvat suurimmat mahdolliset rasitukset. Tarkastellaan nyt uuman ja jäykisteen liitokseen taivutus- sekä leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä ja lisäksi yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvaa väsymistä. Sillan keskelle sijoitetussa paarrejatkokseissa tarkastellaan taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä. Väsymistarkastelun pääkohdat on esitetty taulukoissa 34a ja 34b. Väsymisaste on taulukoissa tummennettu.

Taulukko 34a. Taivutuksesta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttamat väsymisas-  
teet tarkastelluissa pisteissä.

Paarrejatkos, 0,5L		Uuman ja jäykisteen liitos, 0,5L	
<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>	
$M_{ekv,0,5}$ [MNm]	6,69	$M_{ekv,0,5}$ [MNm]	6,69
$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	60,76	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	60,76
Väsymisloukka $\Delta\sigma_C$	90	Väsymisloukka $\Delta\sigma_C$	80
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	60,76	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	60,76
$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	60,10	$\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	59,26
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	<b>1,01</b>	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	<b>1,03</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>	
$M_{ekv,0,5}$ [MNm]	5,17	$M_{ekv,0,5}$ [MNm]	5,17
$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	46,96	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	46,96
Väsymisloukka $\Delta\sigma_C$	90	Väsymisloukka $\Delta\sigma_C$	80
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	46,96	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	46,96
$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	60,10	$\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	59,26
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,78</b>	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,79</b>

Taulukko 34b. Leikkausvoimasta (vasen taulukko) sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta (oikea taulukko) aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttama väsymisaste rakenteessa.

Uuman ja jäykisteen liitos, 0,5L		Uuman ja jäykisteen liitos, 0,5L	
<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>	
$Q_{ekv,0,5}$ [MN]	0,36	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_E / (\Delta\tau_C / \gamma_{Mf})$	0,22
$\Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12,86	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	1,03
Väsymisloukka $\Delta\tau_C$	80	Mitoitusehto 5.16	<b>1,08</b>
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	12,86		
$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	59,26		
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_E / (\Delta\tau_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,22</b>		
<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>	
$Q_{ekv,0,5}$ [MN]	0,28	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_E / (\Delta\tau_C / \gamma_{Mf})$	0,17
$\Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10,00	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	0,79
Väsymisloukka $\Delta\tau_C$	80	Mitoitusehto 5.16	<b>0,50</b>
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10,00		
$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	59,26		
$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\tau_E / (\Delta\tau_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,17</b>		

Taulukon 34a tuloksista havaitaan, että rakenteen väsymiskestävyys ylittyy liikenneluokassa 1, kun väsymisen kannalta mitoitettavat pisteet sijoitetaan suurimpien taivutus-

jännitysvaihteluiden alueelle. Taulukon 34b mukaisesti puolestaan leikkausjännitysvaihtelun väsyttävä vaikutus sillalla jää varsin pieneksi. Yhdistetyn taivutus- ja leikkausjännitysvaihtelun aiheuttama väsymisaste uuman ja jäykisteen liitoksessa ylittää myös arvon 1,0. Tämä johtuu taivutusjännitysvaihtelun aiheuttamasta suuresta väsymisvauriosta, eikä niinkään leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvasta väsymisestä. Tulosten perusteella rakenteen väsymiskestävyyden kannalta on oleellista se, millaiseen kohtaan siltaa eri väsymisluokkiin kuuluvat detaljit sijoitetaan.

### **FLM3-mitoitus**

Tarkastellaan lisäksi sitä, mikä olisi kunkin rakenneosan väsymisluokka, mikäli kuormitettaessa sitä väsytytkuormakaaviolla FLM3 väsymisaste olisi 100 %. Väsymistarkastelu suoritettiin kuten aiemminkin, mutta nyt väsyttävänä kuormituksena käytettiin simuloidun liikenteen sijasta väsytytkuormakaaviota FLM3. Tarkasteltavina rakenneosina olivat samat neljä detaljia kuin varsinaisessakin väsymistarkastelussa. Myös väsymisluokkina käytettiin aluksi detaljien alkuperäisiä väsymisluokkia. Tarkastelua varten väsytytkuormakaavio FLM3 sijoitettiin suunnittelukaistoille.

*Taulukko 35a. Väsymistarkastelu palkin alalaipassa sillan neljännes- ja keskipisteissä, kun rakennetta kuormitetaan väsytytkuormakaaviolla FLM3.*

Alalaippa, 0,25L		Alalaippa, 0,5L	
<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>	
$M_{FLM3,0,25}$ [MNm]	5,63	$M_{FLM3,0,5}$ [MNm]	7,13
$\Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	52,78	$\Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	64,77
Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	112	Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	112
$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	52,78	$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	64,77
$k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	76,71	$k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	74,79
$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{FLM3} / (k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,69</b>	$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{FLM3} / (k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,87</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>	
$M_{FLM3,0,25}$ [MNm]	4,24	$M_{FLM3,0,5}$ [MNm]	5,37
$\Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	39,74	$\Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	48,77
Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	112	Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	112
$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	39,74	$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	48,77
$k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	76,71	$k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	74,79
$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{FLM3} / (k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,52</b>	$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_{FLM3} / (k_s * \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,65</b>

*Taulukko 35b. Väsymistarkastelu paarrejatkoksessä sekä uuman ja jäykisteen liitoksessa, kun rakennetta kuormitetaan väsytyskuormakaaviolla FLM3.*

Päärrejatkos, 0,33L		Uuman ja jäykisteen liitos, 0,33L	
<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>	
$M_{FLM3, 0,3}$ [MNm]	5,93	$M_{FLM3, 0,3}$ [MNm]	5,93
$\Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	55,60	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	53,25
Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	90	Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	80
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	55,60	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	53,25
$k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	61,64	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	59,26
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{FLM3} / (k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,90</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,90</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>	
$M_{FLM3, 0,3}$ [MNm]	4,46	$M_{FLM3, 0,3}$ [MNm]	4,46
$\Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41,87	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	40,10
Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	90	Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	80
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{FLM3}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41,87	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	40,10
$k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	61,64	$\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	59,26
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{FLM3} / (k_s \cdot \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,68</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,68</b>

Kuten taulukosta 29 havaitaan, ovat väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset suuremmat kuin simuloinnista aiheutuvat rasitukset molemmissa liikenneluokissa. Tästä johtuen ovat myös väsymisasteet taulukoissa 35a ja 35b suurempia kuin vastaavat väsymisasteet simuloidun liikenteen kuormittaessa rakennetta. Väsymisaste ei kuitenkaan vielä ylitä missään detaljissa 100 %: a. Tästä syystä väsymisluokkia tulee kaikissa detaljeissa pienentää, jotta väsytyskuormakaaviolla FLM3 kuormitettaessa niiden väsymisasteiksi saadaan 100 %. Taulukossa 36 on esitetty se, mikä kunkin rakenneosan väsymisluokka tulisi olla, jotta 100 %:n väsymisaste saavutetaan.

*Taulukko 36. Väsytyskuormakaavion FLM3 mukaan määritellyt detaljien väsymisluokat. Väsymisaste väsytyskuormakaaviolla FLM3 kuormitettaessa on nyt 100 %.*

	Detaljin todellinen väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$ , kun väsymisaste väsytyskuormalla FLM3 kuormitettaessa on 100 %	
		Liikenneluokka 1	Liikenneluokka 2
Alalaippa, 0,25L	112	77	58
Alalaippa, 0,5L	112	97	73
Päärrejatkos, 0,33L	90	81	61
Uuman ja jäykisteen liitos, 0,33L	80	72	54

### 6.3.3 Liisanniemensilta

Myös Liisanniemensillalle simuloinnista aiheutuvia rasituksia verrattiin suunnittelu-kuormakaaviolla saataviin rasituksiin. FLM3-kuormakaaviolla lasketut rasitukset kerrottiin ennen vertailua  $\lambda$  – kertoimilla, jotka määriteltiin Melttusen sillan tapaan kappaleen 2.5.4 mukaan erikseen liikenneluokalle 1 ja 2. Vauriokertoimen suuruus riippuu myös tarkasteltavasta jännemitasta, joten määräävät kertoimet molemmissa liikenneluokissa on laskettu sekä aukon 1 että aukon 2 jännemitalla. Määräävät vauriokertoimet on esitetty taulukossa 37.

*Taulukko 37. Määräävät vauriokertoimet tutkittavissa liikenneluokissa.*

Liikenne- luokka	JM	Määräävä vauriokerroin aukossa	Määräävä vauriokerroin tuella
LL1	58	1,76	1,68
LL2	58	1,32	1,27
LL1	72	1,64	1,80
LL2	72	1,24	1,36

Kuormakaavion FLM3 aiheuttamien rasitusten laskennassa on huomioitu toisen ajoneuvon vaikutus, mikäli tällöin aiheutuva rasitus on suurempi kuin yhden ajoneuvon vaikutus. Ajoneuvojen välinen etäisyys on 40 m ajoneuvojen keskeltä mitattuna. Kaksi ajoneuvoa aiheuttaa suuremmat rasitukset tukimomentin, tukireaktioiden sekä leikkausvoimien tarkasteluissa. Aukkomomenttia tarkastellessa toinen ajoneuvo puolestaan pienentää syntyviä rasituksia, joten näiden tarkasteluissa se jätetään huomioimatta.

Taulukossa 38 on verrattu väsytyskuormista FLM1 ja FLM3 aiheutuvia rasituksia suunnittelukuorman LM1 aiheuttamiin rasituksiin. Väsytyskuomassa FLM3 on huomioitu toinen ajoneuvo niissä tapauksissa, joissa kahden ajoneuvon vaikutus on merkittävämpi.

*Taulukko 38. Väsytytkuormakaavioista aiheutuvat suhteelliset rasitukset suunnittelukuormakaaviosta LM1 aiheutuviin rasituksiin. Sekä väsytysetä suunnittelukuormakaavio on tässä sijoitettu suunnittelukaistoille.*

	FLM1/LM1	FLM3/LM1 LL1	FLM3/LM1 LL2
$M_{a1}$ , keski	0,48	0,44	0,44
$M_{a2}$ , keski	0,48	0,39	0,39
$M_{a1}$ , jäykiste	0,47	0,44	0,44
$M_{a2}$ , jäykiste	0,47	0,41	0,41
$M_{a1}$ , paarrej.	0,48	0,42	0,42
$M_{a2}$ , paarrej.	0,48	0,39	0,39
$M_{välituki}$	0,40	0,42	0,31
$Q_{välituki}$	0,46	0,59	0,44
$Q_{maatuki}$	0,48	0,76	0,57
$N_{välituki}$	0,40	0,41	0,31
$N_{maatuki}$	0,49	0,99	0,74

Saadut vertailuarvot ovat samaa suuruusluokkaa Melttusen sillan vastaavien arvojen kanssa. Liikenneluokassa 1 väsytytkuormakaavio FLM3 aiheuttaa sillalle suuremmat rasitukset kuin väsytytkuormakaavio FLM1. Liikenneluokassa 2 väsytytkuormakaavio FLM1 puolestaan aiheuttaa pääasiassa suuremmat rasitukset kuin FLM3. Ainoat poikkeukset tässä ovat maatuen tukireaktio sekä leikkausvoima, joiden kohdalla aavistuksen suuremmat rasitukset aiheutuvat väsytytkuormakaaviosta FLM3. Taulukossa 39 on esitetty simuloinnista aiheutuvien rasitusten vertailu suunnittelukuormilla laskettuihin rasituksiin.



*Taulukko 39. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset suunnittelukuormakaaviosta aiheutuviin rasituksiin, kun väsyty- ja suunnittelukuormakaaviot on sijoitettu suunnittelukaistoille.*

	Liikenneluokka 1				Liikenneluokka 2		
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3		Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
M <sub>a1</sub> , keski	0,46	0,96	0,79	M <sub>a1</sub> , keski	0,34	0,71	0,78
M <sub>a2</sub> , keski	0,44	0,93	0,86	M <sub>a2</sub> , keski	0,34	0,72	0,89
M <sub>a1</sub> , jäykiste	0,45	0,95	0,76	M <sub>a1</sub> , jäykiste	0,34	0,72	0,76
M <sub>a2</sub> , jäykiste	0,48	1,03	0,89	M <sub>a2</sub> , jäykiste	0,36	0,77	0,89
M <sub>a1</sub> , paarrej.	0,46	0,94	0,82	M <sub>a1</sub> , paarrej.	0,34	0,70	0,81
M <sub>a2</sub> , paarrej.	0,47	0,98	0,91	M <sub>a2</sub> , paarrej.	0,35	0,74	0,91
M <sub>välituki</sub>	0,30	0,77	0,73	M <sub>välituki</sub>	0,22	0,54	0,69
Q <sub>välituki</sub>	0,35	0,76	0,59	Q <sub>välituki</sub>	0,26	0,56	0,57
Q <sub>maatuki</sub>	0,42	0,87	0,55	Q <sub>maatuki</sub>	0,31	0,65	0,55
N <sub>välituki</sub>	0,30	0,76	0,75	N <sub>välituki</sub>	0,21	0,54	0,70
N <sub>maatuki</sub>	0,40	0,81	0,40	N <sub>maatuki</sub>	0,30	0,60	0,40

Myös taulukon 39 tulokset ovat samansuuntaisia toisen tarkastellun liittopalkkisillan, Melttusen sillan, tulosten kanssa. Liikenneluokassa 1 simuloidut rasitukset ylittävät väsytyskuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitukset sillan toisessa aukossa jäykisteen ja alapaarten liitoksessa. Ylitys on kuitenkin niin pieni, että käytännössä tätä voidaan pitää merkityksettömänä.

Liikenneluokassa 2 simuloidut rasitukset ovat 22–30 % pienemmät kuin liikenneluokassa 1. Tästä syystä simuloitujen rasitusten suhde väsytyskuormakaaviosta FLM1 aiheutuviin rasituksiin on pienempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Kuten Melttusen sillalla, myös Liisanniemensillalla simuloitujen rasitusten suhde väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on pääosin suurempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Taulukossa 37 esitetyistä, väsytyskuormakaavioon FLM3 liittyvistä ekvivalenteista vauriokertoimista havaitaan kertoimen olevan 25 % pienempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Simuloidut rasitukset puolestaan ovat paikoin jopa 30 % pienemmät liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Tästä johtuen simuloitujen rasitusten suhde väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin paikoitellen kasvaa siirryttäessä liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2.

Simuloidusta liikenteestä aiheutuvien jännitysvaihteluiden väsyttävää vaikutusta arvioitiin yhteensä yhdeksässä sillan rakenneyksityiskohdassa. Väsymistarkastelun tulokset on esitetty liitteessä 5. Palkin alalaipan sekä lohkoliitosten tulokset on esitetty jokainen omalla tulostussivullaan. Jokaisen jäykisteen ja alapaarten hitsiliitoksen tulosten esittämiseen on varattu kaksi tulostussivua (taulukot 40a ja 40b). Näissä detaljeissa tarkasteltiin taivutus- ja leikkausjännitysvaihteluista sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvat väsymisasteet. Tulokset on esitetty molemmissa tarkastelluissa

liikenneluokissa. Liikennemäärältään Liisanniemen silta kuuluu liikenneluokkaan 2, joten tämän luokan mukaiset väsymisasteet on kunkin detaljin kohdalla lihavoitu.

*Taulukko 40a. Detaljin taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuvan väsymisen tarkastelu.*

Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Jäykisteen ja alapaarteen liitos, aukko 1	
Sijainti	$x =$	$0,4 \cdot L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_C [N/mm^2] =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_w [mm] =$	14
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,964
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_C \cdot k_s [N/mm^2] =$	77
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betoni laatan ala	$A_c [mm^2] =$	1286500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	77460
Liittopointtikileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	2407
Liittopointtikileikkauksen jähyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	$4,16E+11$
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko1, jäykiste} [MNm] =$	9,91
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	51,97
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,91
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko1, jäykiste} [MNm] =$	7,51
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	39,40
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,69</b>

*Taulukko 40b. Detaljin leikkausjännitysvaihtelusta sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvan väsymisen tarkastelu.*

<b>Leikkausjännitykset</b>		
Teräspalkin uuman korkeus	$h_w$ [mm] =	2640
Teräspalkin uuman paksuus	$t_w$ [mm] =	14
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{aukko1, jäykiste}$ [MN] =	0,40
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta T_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	9,51
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta T_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	0,16
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{aukko1, jäykiste}$ [MN] =	0,31
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta T_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	7,37
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta T_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,12</b>
<b>Yhdistetty taivutus ja leikkaus</b>		
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	0,75
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	<b>0,33</b>

Aukon 1 tarkasteltavassa paarrejatkoksessä koon vaikutuksen huomioivan kertoimen  $k_s$  laskennassa käytettiin poikkileikkauksen 1 mittoja. Aukossa 2 tarkasteltava paarrejatkos oli lohkojen 4 ja 5 välillä. Koska kyseisten lohkojen pääpalkit olivat poikkileikkaukseltaan samanlaiset, olivat myös kertoimet  $k_s$  molemmissa poikkileikkauksissa samat. Liisanniemensillalla tarkasteltiin jäykisteen ja alapaarteen välistä liitosta eikä jäykisteen ja uuman välistä liitosta kuten Melttusen sillalla. Tästä syystä myös tässä detaljissa huomioitiin koon vaikutuksen huomioiva kerroin  $k_s$ , jota ei vastaavassa detaljissa Melttusen sillalla huomioitu.

Yleisesti aukon 1 tarkastelupisteisiin aiheutuvat rasitusvaihtelut olivat hieman pienempiä kuin vastaaviin tarkastelupisteisiin aukossa 2 aiheutuvat rasitukset. Taulukkoon 41 on koottu kunkin tarkastellun pisteen väsymisasteet. Taivutusjännitysvaihteluista, leikkausjännitysvaihteluista sekä yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvat väsymisasteet on esitetty samassa taulukossa. Väsymisasteet on ilmoitettu molemmissa liikenneluokissa.

Taulukko 41. Väsymisasteet Liisanniemensillan eri detaljeissa.

Detalji	Väsymisaste [%]	
	Liikenne- luokka 1	Liikenne- luokka 2
<b>Normaalijännitysvaihteluista aiheutuva väsyminen</b>		
Alalaippa, 0,4L <sub>1</sub>	74	54
Paarrejatkos, aukko 1	98	73
Jäykisteen ja alapaarten liitos, aukko 1	91	69
Alalaippa, 0,5L <sub>2</sub>	76	59
Paarrejatkos, aukko 2	99	74
Jäykisteen ja alapaarten liitos, aukko 2	104	78
Jäykisteen ja alapaarten liitos, välituki T2	52	37
Ylälaippa, välituki T2	30	21
<b>Leikkausjännitysvaihteluista aiheutuva väsyminen</b>		
Jäykisteen ja alapaarten liitos, välituki	28	21
Jäykisteen ja alapaarten liitos, maatuki	32	24
Jäykisteen ja alapaarten liitos, aukko 1	16	12
Jäykisteen ja alapaarten liitos, aukko 2	22	16
<b>Yhdistetystä leikkauksesta ja taivutuksesta aiheutuva väsyminen</b>		
Jäykisteen ja alapaarten liitos, välituki	15	5
Jäykisteen ja alapaarten liitos, aukko 1	75	33
Jäykisteen ja alapaarten liitos, aukko 2	113	47

Taivutusjännitysvaihtelut olivat kaikissa kentässä tarkastelluissa pisteissä hyvin samansuuruisia. Tällöin ero näiden pisteiden välisissä väsymisasteissa aiheutuu tarkastelupisteiden eri väsymisluokista. Suurin väsymisaste aiheutui toisessa aukossa tarkasteltuun jäykisteen ja alapaarten liitokseen, jossa väsymisaste liikenneluokassa 1 oli 104 %. Välituella simuloinnista aiheutuneet taivutusjännitysvaihtelut jäivät selvästi kenttään aiheutuvia jännitysvaihteluja pienemmiksi. Välituen kohdalla myös väsymisasteet taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä tarkasteltaessa olivat pienimmillään.

Leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvat väsymisasteet jäivät kaikissa tarkastelluissa pisteissä varsin pieniksi. Suurimman väsymisasteen leikkausjännitysvaihtelu aiheutti maatuella tarkasteltuun jäykisteen ja alapaarten hitsiliitokseen. Kyseisessä detaljissa liikenneluokassa 1 väsymisaste oli 32 % ja liikenneluokassa 2 24 %. Aukoissa 1 ja 2 tarkastelluissa jäykisteiden ja alapaarteiden liitoksissa leikkausjännitysvaihteluista aiheutuvat väsymisasteet jäivät suurimmillaankin vain 22 %:iin. Näissä detaljeissa tarkasteltiin myös yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvaa väsymistä kaavan 5.16 avulla. Tällöin väsymiskestävyys aukon 2 jäykisteen ja alapaarten liitoksessa ylittyy liikenneluokassa 1. Tulosten perusteella kyseinen detalji on tarkastelluista ainoa, johon voi syntyä väsymismurtuma jo ennen sillan suunnittelun käyttöä saavuttamista.

Liisanniemensillan alkuperäisten suunnitelmien mukaan siinä käytetyn rakenneteräksen lujuus on 420 MPa. Tällöin ehdot 5.8 ja 5.9 toteutuvat kaikissa tarkasteltavissa detaljeissa.

Vertailun vuoksi suunnittelukuormat sijoitettiin myös kuvan 41 mukaisille simulointikaistoille 1t ja 2t. Tällöin aiheutuvia maksimirasituksia verrattiin rasituksiin, jotka aiheutuvat suunnittelukuorman sijaitessa suunnittelukaistoilla 1s ja 2s. Taulukoissa 42a-42c on esitetty vertailun tulokset samaan tyyliin kuin aiempienkin siltakohteiden tarkasteluissa.

*Taulukko 42a. Suunnittelukuorman LMI aiheuttamien rasitusten vertailu.*

	Sim. Kaista	Suun. Kaista	Muutos [%] sim./suun.
$M_{a1, \text{keski}}$ [MNm]	15 843	23 006	69
$M_{a2, \text{keski}}$ [MNm]	16 287	23 646	69
$M_{a1, \text{jäykiste}}$ [MNm]	15 252	22 121	69
$M_{a2, \text{jäykiste}}$ [MNm]	14 732	21 360	69
$M_{a1, \text{paarrej.}}$ [MNm]	16 478	23 950	69
$M_{a2, \text{paarrej.}}$ [MNm]	16 206	23 527	69
$M_{\text{välituki}}$ [MNm]	15 877	22 830	70
$Q_{\text{välituki}}$ [MN]	1 519	2 201	69
$Q_{\text{maatuki}}$ [MN]	1 165	1 695	69
$N_{\text{välituki}}$ [MN]	2 567	3 695	69
$N_{\text{maatuki}}$ [MN]	1 285	1 873	69

Taulukko 42b. Väsytytkuormakaavion FLM1 aiheuttamien rasitusten vertailu.

	Sim. Kaista	Suun. Kaista	Muutos [%] sim./suun.
M <sub>a1</sub> , keski [MNm]	7 474	10 976	68
M <sub>a2</sub> , keski [MNm]	7 628	11 265	68
M <sub>a1</sub> , jäykiste [MNm]	7 143	10 473	68
M <sub>a2</sub> , jäykiste [MNm]	6 847	10 039	68
M <sub>a1</sub> , paarrej. [MNm]	7 883	11 587	68
M <sub>a2</sub> , paarrej. [MNm]	7 661	11 244	68
M <sub>välituki</sub> [MNm]	6 233	9 051	69
Q <sub>välituki</sub> [MN]	687	1 007	68
Q <sub>maatuki</sub> [MN]	557	819	68
N <sub>välituki</sub> [MN]	1 010	1 468	69
N <sub>maatuki</sub> [MN]	625	922	68

Taulukoiden 42a ja 42b mukaisista tuloksista havaitaan myös Liisanniemensillalla tarkasteltaviin pisteisiin aiheutuvien rasitusten olevan suurempia suunnittelu- ja väsytytkuormien sijaitessa suunnittelukaistoilla. Kun suunnittelukuormat LM1 ja FLM1 sijoitetaan simulointikaistoille, ovat aiheutuvat rasitukset 68–70 % rasituksista, jotka aiheutuvat kuormien sijaitessa suunnittelukaistoilla. Prosentuaalinen ero kaistakohtaisten rasitusten välillä on hieman suurempaa kuin Melttusen sillalla taulukoissa 32a ja 32b.

Taulukko 42c. Väsytytkuormakaavion FLM3 aiheuttamien rasitusten vertailu.

	Sim. Kaista	Suun. Kaista	Muutos [%] sim./suun.
M <sub>a1</sub> , keski [MNm]	8 897	13 325	67
M <sub>a2</sub> , keski [MNm]	8 133	12 182	67
M <sub>a1</sub> , jäykiste [MNm]	8 702	13 048	67
M <sub>a2</sub> , jäykiste [MNm]	7 710	11 539	67
M <sub>a1</sub> , paarrej. [MNm]	8 853	13 260	67
M <sub>a2</sub> , paarrej. [MNm]	8 078	12 098	67
M <sub>välituki</sub> [MNm]	6 347	9 511	67
Q <sub>välituki</sub> [MN]	868	1 301	67
Q <sub>maatuki</sub> [MN]	868	1 280	68
N <sub>välituki</sub> [MN]	998	1 497	67
N <sub>maatuki</sub> [MN]	1 253	1 850	68

Myös väsytskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset ovat suurempia, mikäli kuorma sijoitetaan suunnittelukaistalle. Ero kaistoilta aiheutuvien rasitusten välillä on lähes samansuuruista kuin kuormakaavioiden LM1 ja FLM1 tapauksissa. Väsytskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset ovat keskimäärin 33 % pienempiä kuorman sijaitessa suunnittelukaistojen sijaan simulointikaistoilla.

Suunnittelu- ja simulointikaistojen eroa tarkasteltiin myös kaistakohtaisten influenssi- viivojen avulla. Tulokset on esitetty liitteen 1 kuvissa 56 ja 57. Influenssi- viivoista havaitaan, että sekä suunnittelu- että simulointikaistoilta aiheutuvien rasitusten keskinäiset suhteet pysyvät melko vakioina koko sillan matkalla. Vastaavaan tulokseen päädyttiin Melttusen sillan tarkastelussa. Kaistalta 2s aiheutuvat rasitukset ovat jokaisessa tarkastellussa influenssipisteessä 43–49 % kaistalta 1s aiheutuvista rasituksista. Vastaavasti kaistalta 2t aiheutuvat rasitukset ovat 18–22 % kaistalta 1t aiheutuvista rasituksista.

Verrataan myös tässä influenssiarvojen perusteella rasitusten kaistakohtaista jakautumista liitteessä 2 esitettyihin teoreettisten siltakohteiden rasitusten jakautumisiin. Ensimmäisessä aukossa tarkasteltavien pisteiden vertailukohteeksi valitaan sellainen teoreettinen siltakohde, jonka jännemitta on 58 metriä ja hyötyleveys 8,0 metriä. Toisessa aukossa tarkasteltavien pisteiden vertailukohteeksi valitaan teoreettinen siltakohde, jonka jännemitta on 72 metriä ja hyötyleveys 8,0 metriä. Molemmissa tapauksissa valitaan sellaiset vertailuarvot, joissa pääpalkkien vääntöjäykkyys lähellä nollaa. Tällöin valitut teoreettiset siltakohteet ovat käyttäytymiseltään liittorakenteisen sillan mukaisia. Kuvan 53 mukaisten kaistakohtaisten influenssi- viivojen keskinäiset suhteet vastaavat hyvin teoreettisen kohteen kuormanjakokertoimia. Tulosten pieneen eriävyyteen vaikuttaa muun muassa se, että teoreettisina kohteina on tarkasteltu ainoastaan kaksiaukkoisia siltoja, kun taas Liisanniemensilta on kolmiaukkoinen.

Lisäksi verrataan simuloinnista saatuja rasituksia simulointikaistoille sijoitetuista suunnittelukuormista aiheutuviin rasituksiin. Koska suunnittelukuormista aiheutuva rasitus sillalla tarkasteltavissa pisteissä pienenee, simulointi- ja suunnittelutulosten välinen suhde kasvaa. Vertailun tulokset on esitetty liikenneluokittain taulukossa 43. Taulukosta on korostettu ne solut, joissa suhteellinen rasitus ylittää arvon 1,00.

*Taulukko 43. Simuloinnista aiheutuvat suhteelliset rasitukset vertailtaviin suunnittelu-kuormiin, kun suunnittelukuormat on sijoitettu simulointikaistoille.*

	Liikenneluokka 1				Liikenneluokka 2		
	Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3		Sim./LM1	Sim./FLM1	Sim./FLM3
M <sub>a1</sub> , keski	0,67	1,41	1,19	M <sub>a1</sub> , keski	0,49	1,05	1,17
M <sub>a2</sub> , keski	0,64	1,38	1,29	M <sub>a2</sub> , keski	0,50	1,07	1,33
M <sub>a1</sub> , jäykiste	0,65	1,39	1,14	M <sub>a1</sub> , jäykiste	0,49	1,05	1,15
M <sub>a2</sub> , jäykiste	0,70	1,50	1,34	M <sub>a2</sub> , jäykiste	0,52	1,13	1,33
M <sub>a1</sub> , paarrej.	0,66	1,39	1,23	M <sub>a1</sub> , paarrej.	0,49	1,03	1,22
M <sub>a2</sub> , paarrej.	0,68	1,44	1,36	M <sub>a2</sub> , paarrej.	0,51	1,08	1,36
M <sub>välituki</sub>	0,44	1,12	1,10	M <sub>välituki</sub>	0,31	0,79	1,03
Q <sub>välituki</sub>	0,50	1,11	0,88	Q <sub>välituki</sub>	0,37	0,82	0,86
Q <sub>maatuki</sub>	0,61	1,28	0,82	Q <sub>maatuki</sub>	0,46	0,95	0,81
N <sub>välituki</sub>	0,44	1,11	1,12	N <sub>välituki</sub>	0,31	0,78	1,05
N <sub>maatuki</sub>	0,58	1,19	0,59	N <sub>maatuki</sub>	0,43	0,89	0,59

Taulukosta 43 havaitaan liikenneluokassa 1 simuloitujen rasitusten ylittävän väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitukset. Myös liikenneluokassa 2 väsytytkuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitukset ylittyvät monin paikoin. Tarkasteltuja leikkausvoimia ja maatuen tukireaktiota lukuun ottamatta myös väsytytkuormakaavio FLM3 ylittyi molemmissa liikenneluokissa.

### **Kriittisimpien pisteiden tarkastelu**

Liisanniemensillalle suurin simuloinnista aiheutuva jännitysvaihtelu syntyy sillan toisen aukon keskikohtaan. Pienin väsymislukko on jäykisteen ja alapaarteen välisessä liitoksessa. Kuvitellaan tämän detaljin sijaitsevan suurimman jännitysvaihtelun alueella sillan keskipisteessä. Tarkastellaan nyt uuman ja jäykisteen liitokseen taivutus- sekä leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä ja lisäksi yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvaa väsymistä. Väsymisasteet on esitetty taulukoissa tummennettuina.



Taulukko 44a. Taivutuksesta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttama väsymisaste tarkastelupisteissä.

Aukko 1, jäykisteen ja alapaarteen liitos		Aukko 2, jäykisteen ja alapaarteen liitos	
<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>	
$M_{\text{aukko1, jäykiste}} [\text{MNm}]$	10,93	$M_{\text{aukko2, jäykiste}} [\text{MNm}]$	11,02
$\Delta\sigma_E [\text{N/mm}^2]$	63,20	$\Delta\sigma_E [\text{N/mm}^2]$	60,03
Väsymislukka $\Delta\sigma_C$	80	Väsymislukka $\Delta\sigma_C$	80
$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_E$	63,20	$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_E$	60,03
$k_S * \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} [\text{N/mm}^2]$	57,14	$k_S * \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} [\text{N/mm}^2]$	53,94
$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	<b>1,11</b>	$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	<b>1,11</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>	
$M_{\text{aukko1, jäykiste}} [\text{MNm}]$	8,10	$M_{\text{aukko2, jäykiste}} [\text{MNm}]$	8,29
$\Delta\sigma_E [\text{N/mm}^2]$	46,84	$\Delta\sigma_E [\text{N/mm}^2]$	45,15
Väsymislukka $\Delta\sigma_C$	80	Väsymislukka $\Delta\sigma_C$	80
$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_E$	46,84	$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_E$	45,15
$k_S * \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} [\text{N/mm}^2]$	57,14	$k_S * \Delta\sigma_C / \gamma_{Mf} [\text{N/mm}^2]$	53,94
$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,82</b>	$\gamma_{FF} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,84</b>

Taulukko 44b. Leikkausvoimasta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttama väsymisaste rakenteessa.

Aukko 1, jäykisteen ja alapaarteen liitos		Aukko 2, jäykisteen ja alapaarteen liitos	
<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>	
$Q_{\text{aukko 1, jäykiste}} [\text{MN}]$	0,40	$Q_{\text{aukko 2, jäykiste}} [\text{MN}]$	0,47
$\Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	10,82	$\Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	12,76
Väsymislukka $\Delta\tau_C$	80	Väsymislukka $\Delta\tau_C$	80
$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	10,82	$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	12,76
$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf} [\text{N/mm}^2]$	59,26	$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf} [\text{N/mm}^2]$	59,26
$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_E / (\Delta\tau_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,18</b>	$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_E / (\Delta\tau_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,22</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>	
$Q_{\text{aukko 1, jäykiste}} [\text{MN}]$	0,31	$Q_{\text{aukko 2, jäykiste}} [\text{MN}]$	0,36
$\Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	8,39	$\Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	9,78
Väsymislukka $\Delta\tau_C$	80	Väsymislukka $\Delta\tau_C$	80
$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	8,39	$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_E [\text{N/mm}^2]$	9,78
$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf} [\text{N/mm}^2]$	59,26	$\Delta\tau_C / \gamma_{Mf} [\text{N/mm}^2]$	59,26
$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_E / (\Delta\tau_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,14</b>	$\gamma_{Ff} * \Delta\tau_E / (\Delta\tau_C / \gamma_{Mf})$	<b>0,16</b>

*Taulukko 44c. Yhdistetystä taivutuksesta ja leikkauksesta aiheutuvien jännitysvaihteluiden aiheuttama väsymisaste rakenteessa.*

Aukko 1, jäykisteen ja alapaarteen liitos		Aukko 2, jäykisteen ja alapaarteen liitos	
<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>	
$\gamma_{Ff} * \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	0,18	$\gamma_{Ff} * \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	0,22
$\gamma_{Ff} * \Delta \sigma_E / (\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf})$	1,11	$\gamma_{Ff} * \Delta \sigma_E / (\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf})$	1,11
Mitoitusehto 5.16	<b>1,35</b>	Mitoitusehto 5.16	<b>1,38</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>	
$\gamma_{Ff} * \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	0,14	$\gamma_{Ff} * \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	0,16
$\gamma_{Ff} * \Delta \sigma_E / (\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf})$	0,82	$\gamma_{Ff} * \Delta \sigma_E / (\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf})$	0,84
Mitoitusehto 5.16	<b>0,55</b>	Mitoitusehto 5.16	<b>0,59</b>

Taulukon 44a perusteella molemmissa tarkastelluissa silta-aukoissa rakenteen väsymiskestävyys ylittyy liikenneluokassa 1. Liikenneluokassa 2 väsymisasteet jäävät alle 90 %:iin. Taulukon 44b mukaisesti puolestaan leikkausjännitysvaihtelun väsyttävä vaikutus sillalla jää varsin pieneksi. Yhdistetyn taivutus- ja leikkausjännitysvaihtelun aiheuttama väsymisaste jäykisteen ja alapaarteen liitoksessa ylittää myös arvon 1,0 molemmissa aukoissa. Tämä johtuu taivutusjännitysvaihtelun aiheuttamasta suuresta väsymisvauriosta, eikä niinkään leikkausjännitysvaihtelusta aiheutuvasta väsymisestä.

### **FLM3-mitoitus**

Tarkastellaan myös Liisanniemensillan tapauksessa, mikä olisi kunkin rakenneosan väsymisloukka, mikäli kuormitettaessa sitä väsytySKUORMAKAAVIOLLA FLM3 väsymisaste olisi 100 %. Tarkastelu suoritettiin Melttusen sillan tapaan kuormittamalla siltaa suunnittelukaistoille sijoitetulla väsytySKUORMAKAAVIOLLA FLM3. Tarkasteltiin tässä vain taivutusjännitysvaihtelusta aiheutuvaa väsymistä aukoissa 1 ja 2 sijaitsevilla tarkastelupisteissä. Väsymisloukkina käytettiin aluksi detaljien alkuperäisiä väsymisloukkia. Tulokset on esitetty taulukoissa 45a ja 45b.

*Taulukko 45a. Väsymistarkastelu sillan ensimmäisen aukon tarkastelupisteissä, kun rakennetta kuormitetaan väsytytkuormakaaviolla FLM3.*

Aukko 1, keskilinja		Aukko 1, paarrejatkos		Aukko 1, jäykisteen ja alapaarteen liitos	
<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>	
$M_{FLM3}$ , keskilinja [MNm]	13,32	$M_{FLM3}$ , paarrejatkos [MNm]	13,26	$M_{FLM3}$ , jäykiste [MNm]	13,05
$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	70,09	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	76,65	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	75,42
Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	112	Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	90	Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	80
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	70,09	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	76,65	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	75,42
$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	75,52	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	64,28	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	57,14
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>0,93</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>1,19</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>1,32</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>	
$M_{FLM3}$ , keskilinja [MNm]	10,03	$M_{FLM3}$ , paarrejatkos [MNm]	9,98	$M_{FLM3}$ , jäykiste [MNm]	9,82
$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	52,77	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	57,71	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	56,79
Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	112	Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	90	Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	80
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	52,77	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	57,71	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	56,79
$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	75,52	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	64,28	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	57,14
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>0,70</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>0,90</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>0,99</b>

*Taulukko 45b. Väsymistarkastelu sillan toisen aukon tarkastelupisteissä, kun rakennetta kuormitetaan väsytytkuormakaaviolla FLM3.*

Aukko 2, keskilinja		Aukko 2, paarrejatkos		Aukko 2, jäykisteen ja alapaarteen liitos	
<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>		<b>Liikenneluokka 1</b>	
$M_{FLM3}$ , keskilinja [MNm]	12,18	$M_{FLM3}$ , paarrejatkos [MNm]	12,10	$M_{FLM3}$ , jäykiste [MNm]	11,54
$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	66,34	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	65,89	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	62,84
Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	112	Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	90	Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	80
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	66,34	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	65,89	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	62,84
$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	75,52	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	60,69	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	53,94
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>0,88</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>1,09</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>1,17</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>		<b>Liikenneluokka 2</b>	
$M_{FLM3}$ , keskilinja [MNm]	9,17	$M_{FLM3}$ , paarrejatkos [MNm]	9,11	$M_{FLM3}$ , jäykiste [MNm]	8,69
$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	49,95	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	49,61	$\Delta\sigma_E$ [N/mm <sup>2</sup> ]	47,32
Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	112	Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	90	Väsymisluokka $\Delta\sigma_C$	80
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	49,95	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	49,61	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E$	47,32
$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	75,52	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	60,69	$k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	53,94
$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>0,66</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>0,82</b>	$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_E / (k_s \cdot \Delta\sigma_C / \gamma_{MF})$	<b>0,88</b>

Kuten taulukosta 39 havaitaan, ovat väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset suuremmat kuin simuloinnista aiheutuvat rasitukset molemmissa liikenneluokissa. Tästä johtuen ovat myös väsymisasteet taulukoissa 45a ja 45b suurempia kuin vastaavat väsymisasteet simuloidun liikenteen kuormittaessa rakennetta. Väsymiskestävyys ylittyy molemmissa aukoissa liikenneluokassa 1 paarrejatkosten kohdalla sekä alapaarteen ja jäykisteen liitoksissa. Näissä detaljeissa väsymisluokkia tulee siis suurentaa, että väsymisaste saadaan tasan 100 %:iin. Muissa tarkastelluissa pisteissä väsymisluokkaa tulee puolestaan pienentää, jotta saavutetaan haluttu väsymisaste. Taulukossa 46 on esitetty kunkin detaljin väsymisluokka, kun väsytytkuormakaaviolla FLM3 väsymisaste on 100 %.

*Taulukko 46. Väsymistarkastelu ensimmäisen aukon tarkastelupisteissä, kun rakennetta kuormitetaan väsytytkuormakaaviolla FLM3. Väsymisluokat on nyt haettu sellaisiksi, että väsymisaste on 100 %.*

	Detaljin todellinen väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$ , kun väsymisaste väsytytkuormalla FLM3 kuormitettaessa on 100 %	
		Liikenneluokka 1	Liikenneluokka 2
Aukko 1, keskilinja	112	104	78
Aukko 1, paarrejatkos	90	107	81
Aukko 1, jäykisteen ja alapaarteen liitos	80	106	79
Aukko 2, keskilinja	112	98	74
Aukko 2, paarrejatkos	90	98	73
Aukko 2, jäykisteen ja alapaarteen liitos	80	93	70

Toisen aukon jäykisteen ja alapaarteen liitoksessa väsymisaste ylittyi jo kuormitettaessa siltaa simulointikuormilla. Kuormitettaessa siltaa väsytytkuormakaaviolla FLM3 detaljin väsymiskestävyys osoittautuu myös riittämättömäksi. Lisäksi taulukon 46 tulosten perusteella aukon 1 jäykisteen ja alapaarteen liitoksen sekä molempien aukkojen paarrejatkoksen väsymislujuutta tulisi kasvattaa, jotta ne kestäisivät väsytytkuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat jännitysvaihtelut. Näihin tarkastelupisteisiin aiheutuneet väsymisasteet olivat jo simulointikuormilla kuormitettaessa lähes 100 %.

## 6.4 Simuloitujen tulosten herkkyytstarkastelu

Standardissa SFS-EN 1993-1-9 [6] esitetyissä rakenneteräksen S-N-käyrissä on  $1 \cdot 10^8$  jännityssyklin kohdalla taitepiste, jonka jälkeen käyrät muuttuvat vaakasuoriksi. Tätä taitepistettä kutsutaan alemmaksi väsymisrajaksi eivätkä sen alapuolelle jäävät jännitysvaihteluvälit vaikuta laskettavaan kumulatiiviseen vaurioon [6]. Alemman väsymisrajan alapuolisten jännitysvaihteluiden huomioimisesta ekvivalentin jännitysvaihteluvälin muodostamisessa ei kuitenkaan ole yksiselitteisesti ohjeistettu. Tässä työssä on oletettu, että myös kaikkein pienimmät jännitysvaihtelut huomioidaan ekvivalentin jännitysvaihteluvälin muodostamisessa. Simulointiohjelmassa alempaa väsymisrajaa ei ole otettu huomioon, vaan käyrät on oletettu jatkuvasti kalteviksi.

Simuloitujen tulosten herkkyytstarkastelussa tarkasteltiin, millaisia vaikutuksia alemman väsymisrajan alapuolisten jännitysvaihteluiden leikkaamisella olisi ekvivalentteihin jännitysvaihteluihin. Tarkastelu kohdistettiin ainoastaan rakenneteräksiin, sillä betoniterästen S-N-käyrissä ei ole vastaavaa alempaa väsymisrajaa kuin rakenneterästen S-N-käyrissä [12]. Tarkasteltavaksi siltakohteeksi valittiin Melttusen silta.

Ennen ekvivalentin rasitusvaihtelun määrittämistä simulointiohjelma jaottelee simuloinnista aiheutuneet syklit niiden rasitusvaihteluiden mukaan. Tämä jaottelu sillan keskipisteeseen aiheutuneiden momenttivaihteluiden osalta on esitetty liitteen 6 taulukossa 66. Simulointiohjelmassa esitettyjen tietojen lisäksi taulukkoon on laskettu kustakin momenttivaihtelusta aiheutuva taivutusjännitysvaihtelu. Taivutusjännitysvaihtelut on

laskettu käyttäen taulukossa 15b esitettyjä, Melttusen sillan pääpalkin poikkileikkausmittoja.

Syklien määrä taulukossa on esitetty koko sillan suunnitellun käyttöajan ajalta. Sykleillä tarkoitetaan tässä kokonaisia syklejä.

Herkkyystarkastelu suoritettiin käyttäen tarkasteltavalle detaljille kahta eri väsymisluokkaa. Kappaleen 2.3.2 avulla määriteltiin taulukkoon 47 kutakin väsymisluokkaa vastaavat alemmat väsymisrajat.

*Taulukko 47. Tarkasteltavia väsymisluokkia vastaavat väsymisrajat.*

Väsymisluokka $\Delta\sigma_c$	Vakioamplitudinen väsymisraja $\Delta\sigma_D$	Alempi väsymisraja $\Delta\sigma_L$
112	83	45
80	59	32

Alempien väsymisrajojen ylittävistä jännitysvaihteluista määriteltiin käsin laskemalla jännitysvaihtelujen ekvivalenttiarvot. Laskenta tehtiin kuten simulointiohjelmassakin kaavojen 4.4 ja 4.5 avulla. Kaavaa 4.5 käytettiin ainoastaan siinä tapauksessa, että 100 vuoden aikana alemman väsymisrajan ylittävien jännityssyklien määrä ylitti arvon  $5 \cdot 10^6$ . Saatua ekvivalenttiarvoja verrattiin niihin ekvivalenttiarvoihin, jotka saatiin ottamalla myös alemman väsymisrajan alapuoliset jännitysvaihtelut huomioon ekvivalenttiarvon muodostamisessa. Tarkastelun tulokset on esitetty taulukossa 48.

*Taulukko 48. Simuloinnista aiheutuvat ekvivalentit jännitysvaihtelut väsymisluokittain, kun alemman väsymisrajan alapuoliset jännitysvaihtelut on leikattu pois ekvivalenttiarvosta ja kun leikkausta ei ole tehty. Tulokset on ilmoitettu molemmissa liikenneluokissa.*

	Liikenneluokka 1		Liikenneluokka 2	
	$\Delta\sigma_c = 112 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_c = 112 \text{ MPa}$	$\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$
Alemman väsymisrajan alapuoliset jännitysvaihtelut leikattu pois ekvivalenttiarvosta. $\Delta\sigma_{ekv,0} [\text{MPa}]$	41,6	56,2	23,7	43,8
Kaikki jännitysvaihtelut otettu huomioon ekvivalentissa jännitysvaihtelussa. $\Delta\sigma_{ekv,1} [\text{MPa}]$	60,8	60,8	47,0	47,0
Prosentuaalinen muutos $\Delta\sigma_{ekv,0}/\Delta\sigma_{ekv,1} [\%]$	32	7	50	7

Tulosten perusteella alemman väsymisrajan alapuolisten jännitysvaihteluiden leikkaamisella on suuri vaikutus erityisesti, kun väsymisluokka on suuri ja jännityssyklien kokonaismäärä on pieni. Tällöin alempi väsymisraja on melko korkea ja sen ylittäviä jännityssyklejä on vain vähän. Jännitysvaihtelun ekvivalenttiarvo on myös tällöin varsin lähellä alempaa väsymisrajaa. Simuloinnista saatavat ekvivalenttijännitykset vaikutta-

vat siis antavan liian konservatiivisia arvoja, kun tarkasteltavan detaljin väsymisluokka on suuri, etenkin liikenneluokassa 2.

Hyvän suunnittelutavan mukaista on olettaa, että jännitysamplitudista riippumatta väsymisvaurion alkusärö syntyy aina, vaikkakin standardissa SFS-EN 1993-1-9 väsymisrajan alaraja-arvo määritellään rajaksi, jonka alapuolelle jäävät jännitysvaihteluvälit eivät vaikuta laskettuun kumulatiiviseen vaurioon [6]. Ekvivalentin jännitysvaihtelun ylittäessä alemman väsymisrajan voidaan olettaa rakenteeseen aiheutuvan väsymisvauriota. Taulukon 48 perusteella väsymisluokan ollessa alhainen väsymisvauriota esiintyy huolimatta siitä, onko jännitysvaihteluita leikattu vai ei. Kun väsymisluokka on korkea ja jännitysvaihteluita on leikattu, jää ekvivalentti jännitysvaihtelu alemman väsymisrajan alapuolelle. Tulkitsemalla standardia SFS-EN 1993-1-9 [6] voitaisiin tällöin ajatella, ettei ekvivalentti jännitysvaihtelu aiheuta rakenteeseen väsymisvauriota. Tämä tulkinta on kuitenkin ristiriitainen, sillä ekvivalentti jännitysvaihtelu  $\Delta\sigma_{ekv,0}$  määriteltiin nimenomaan alemman väsymisrajan ylittävien, eli väsymisvauriota aiheuttavien jännitysvaihteluiden perusteella.

Mikäli pienet jännitysvaihtelut leikattaisiin pois ekvivalenttiarvosta, riippuisi sen suuruus tarkasteltavan rakenneosan väsymisluokasta. Lisäksi tulosten perusteella leikkaus aiheuttaisi ristiriitaisia tuloksia väsymisluokan ollessa korkea. Väsymisluokan ollessa alhainen, on leikkauksen vaikutus vain muutamia prosentteja.

## 7. JOHTOPÄÄTÖKSET

### 7.1 Väsytyskuormakaaviot FLM1 ja FLM3

Tässä työssä vertailtiin väsytyskuormakaavioista FLM1 ja FLM3 aiheutuvia rasitusvaihteluita simuloinnista aiheutuviin rasitusvaihteluihin. Samalla arvioitiin kyseisten väsytyskuormakaavioiden toimivuutta väsymismitoituksessa. Taulukon 22 perusteella betoniterästen väsymistarkastelussa väsytyskuormakaaviot FLM1 ja FLM3 aiheuttavat teräksiin suuremmat rasitusvaihtelut kuin simuloitu liikenne. Tämä tarkoittaa, että mikäli rakenne mitoitetaan kestämään kyseisistä väsytyskuormakaavioista aiheutuvat rasitusvaihtelut, tulee se kestämään myös todellisen liikenteen aiheuttamat rasitusvaihtelut. Taulukon 22 tulosten perusteella väsytyskuormakaavio FLM1 antaa hieman liian konservatiivisia rasitusvaihtelun arvoja. Parhaimmillaan simuloinnista aiheutuvat rasitusvaihtelut ovat vain 32 % väsytyskuormakaaviosta FLM1 aiheutuvista rasitusvaihteluisista. Väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitusvaihtelut ovat tässä tapauksessa paremmin linjassa todellisesta liikenteestä aiheutuvien rasitusvaihteluiden kanssa.

Taulukoiden 29 ja 39 perusteella myös rakenneteräksen väsymistarkastelussa väsytyskuormakaaviot FLM1 ja FLM3 aiheuttavat simulaatiota suuremmat rasitusvaihtelut rakenteeseen. Mitoitettaessa siis rakenneteräs kestämään kyseisistä väsytyskuormakaavioista aiheutuvat rasitusvaihtelut on teräksen kestävyys todellisesta liikenteestä aiheutuvia rasitusvaihteluita vastaan riittävä. Taulukoiden 29 ja 39 perusteella rakenneterästen väsymistarkastelussa todellisen liikenteen vaikutuksia paremmin kuvaava väsytyskuormakaavio puolestaan riippuu tarkasteltavasta liikenneluokasta. Liikenneluokassa 1 väsytyskuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitusvaihtelut vastaavat paremmin niitä rasitusvaihteluita, jotka aiheutuvat simuloinnista. Liikenneluokassa 2 puolestaan väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitusvaihtelut ovat pääasiassa paremmin linjassa simuloitujen rasitusvaihteluiden kanssa.

Väsytyskuormakaaviosta FLM1 aiheutuvat rasitukset pysyvät vakioina tarkasteltavasta liikenneluokasta riippumatta. Väsytyskuormakaavioon FLM3 liittyvä ekvivalentti vaurioeroin puolestaan pienentää kaaviosta aiheutuvia rasituksia liikennemäärän vähentyessä. Tällöin väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset ovat pienempiä liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Ekvivalentti vaurioeroin, ja samalla myös väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset pienenevät rakenneteräksellä 25 %, kun siirrytään liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2. Vastaava prosentuaalinen pieneminen betoniteräksellä on 13 %. Melttusen sillan ja Liisanniemensillan tulosten perusteella puolestaan simuloinnista aiheutuvat rasitukset pienenevät rakenneteräksellä

20–30 %, kun siirrytään liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2. Vähäjoen sillan tulosten perusteella vastaava pieneneminen betoniteräksen kohdalla on 15–22 %.

Tulosten perusteella voidaan todeta, että sekä simuloinnista että väsytyskuormakaaviossa FLM3 aiheutuvat rasitukset pienenevät reilummin rakenneterästen kuin betoniterästen kohdalla, kun siirrytään liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2. Huomattavaa on myös se, että rakenneterästen kohdalla väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset pienenevät liikennemäärän vähentyessä paikoitellen enemmän kuin simuloinnista aiheutuvat rasitukset. Tämä johtuu väsytyskuormakaavioon FLM3 liittyvän ekvivalentin vauriokerroin pienenemisestä liikennemäärän vähentyessä. Taulukoiden 27 ja 37 perusteella ekvivalentti vauriokerroin pienenee 24–25%, kun raskaan liikenteen määrä vähenee liikenneluokasta 1 liikenneluokkaan 2. Simuloidut rasitusvaihtelut puolestaan pienenevät liikennemäärän vähentyessä taulukoiden 29 ja 39 perusteella 22–30 %. Tällöin simuloitujen rasitusten suhde väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on paikoitellen suurempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Betoniterästen kohdalla vastaavaa ilmiötä ei ole havaittavissa, vaan simuloinnista aiheutuvat rasitukset pienenevät liikennemäärän vähentyessä enemmän kuin väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuvat rasitukset. Tällöin simuloitujen rasitusten suhde väsytyskuormakaaviosta FLM3 aiheutuviin rasituksiin on pienempi liikenneluokassa 2 kuin liikenneluokassa 1. Tutkimustulosten perusteella rakenneteräksen vauriokerrointa  $\lambda_2$  ja betoniteräksen kerrointa  $\lambda_{s,2}$  voisi olla tarpeellista päivittää vastaamaan paremmin todellisen liikenteen vaikutuksia. Liikennemäärän vaikutusta ekvivalenttiin vauriokertoimeen tulisi kuitenkin tarkastella vielä suuremmalla otannalla, jotta todellista päivitystarvetta voitaisiin paremmin arvioida.

## 7.2 Rakenne- ja betoniteräksen väsyminen

Todellisten siltakohteiden väsymistarkastelusta on havaittavissa, että se, tarkastellaanko rakenne- vai betoniteräksiä, vaikuttaa suuresti aiheutuvaan väsymisvaurioon. Tässä työssä tarkasteltujen teräsrakenteiden väsymisasteet olivat pääosin suurempia kuin betoniterästen väsymisasteet.

### 7.2.1 Rakenneteräksen väsyminen

Melttusen sillan ja Liisanniemensillan tulosten perusteella voidaan todeta, että rakenneteräksen kohdalla detaljisuunnittelulla on suuri merkitys rakenteeseen aiheutuvan väsymisvaurion kannalta. Molemmilla silloilla tarkasteltiin väsymisen kannalta kriittisimpien detaljeiden väsymistä, mikäli detaljit sijaitsisivat rakenteessa suurimpien jännitusvaihteluiden alueella. Kappaleissa 6.3.2 ja 6.3.3 tehdyissä tarkasteluissa todettiin kummankin sillan väsymiskestävyyksien tällöin ylittyvän liikenneluokassa 1. Tulosten perusteella teräsrakenteiden suunnittelussa tulee kiinnittää huomiota siihen, ettei alhaisen väsymisluokan omaavia detaljeja, kuten paarrejatkoksia, sijoitettaisi alueille, joihin ai-



heutuvat suuret jännitysvaihtelut. Lisäksi rakenneteräksen väsymislujuus pienenee merkittävästi, mikäli siinä on mikroskooppisenkin pieni pinta- tai materiaalivika, johon väsymisvaurion alkusärö pääsee syntymään. Tämä seikka korostaa detaljien tarkan suunnittelun ja toteutuksen merkitystä. Huolellisella suunnittelulla ja toteutuksella detaljeille saavutetaan standardin SFS-EN 1993-1-9 mukaiset väsymisluokat ja voidaan olettaa niiden väsymiskestävyyksien olevan näiden luokkien mukaiset.

Tässä työssä tarkasteltiin sekä taivutusjännitysvaihteluista että leikkausjännitysvaihteluista aiheutuvaa rakenneteräksen väsymistä. Leikkausjännitysvaihtelun aiheuttamat väsymisasteet rakenteessa jäivät niin pieniksi, että voidaan olettaa, etteivät liikenteestä aiheutuvat leikkausvoimavaihtelut yksinään aiheuta rakenteeseen väsymisvauriota. Toisaalta taivutus- ja leikkausjännitysvaihtelun yhteisvaikutuksen väsyttävä vaikutus oli paikoitellen merkittäväkin.

## 7.2.2 Betoniterästen väsyminen

Betoni- ja jänneteräksiä tarkasteltiin tässä työssä ainoastaan suorien betoniterästankojen osalta. Tällöin standardin SFS-EN 1992-1-1 [12] mukaisesti kaikissa tarkastelluissa detaljeissa terästen väsymislujuus pysyy vakiona. Teräsbetonirakenteilla detaljisuunnittelu ei siis nouse väsymisen kannalta yhtä merkittävään rooliin kuin teräs- ja liittorakenteilla. Betoniterästen väsymislujuudet kuitenkin pienenevät huomattavasti, mikäli tarkasteltavaksi tulevat hitsatut tangot, raudoitusverkot tai jatkoskappaleet [12]. Kappaleen 6.3.1 mukaan näiden terästyyppien väsymiskestävyyksien voidaan olettaa ylittyvän tapauksissa, joissa merkittävä osa betoniterästen rasituksista aiheutuu liikennekuormasta. Mitoitettaessa teräsbetonirakennetta väsymiselle voi siis olla tarpeellista huomioida, ettei kyseisiä terästyyppejä sijoitettaisi alueille, joihin aiheutuvat suurimmat jännitysvaihtelut.

Tässä työssä tarkasteltiin ainoastaan taivutusjännitysvaihteluista aiheutuvaa betoniterästen väsymistä. Simuloinnista aiheutuvat leikkausvoimavaihtelut jäivät niin pieniksi, että on perusteltua olettaa, ettei niiden huomioiminen merkittävästi lisäisi betoniterästen väsymisvauriota. Betonin väsymistä ei tarkasteltu. Yleisesti betonin väsymistä ei ole pidetty teräsbetonirakenteen suunnittelun kannalta merkittävänä tekijänä, eikä betonin väsyminen ilmiönä ole kovin tunnettu [24]. Tällöin on oletettavaa, ettei betonin väsyminen merkittävästi vaikuttaisi teräsbetonirakenteen väsymisasteeseen.

Kappaleissa 6.1 ja 6.2 tarkastellut kuormanjakoluvut kuvaavat kuorman jakautumista sillalla ainoastaan silloin, kun kuorma sijaitsee sellaisessa pisteessä, että sillalle aiheutuu suurin mahdollinen rasitusvaihtelu. Todellisten siltakohteiden tulosten tarkastelussa kuitenkin havaittiin, että laattasilloilla kuormanjakokertoimet muuttuvat jatkuvasti pitkin sillan pituutta. Liittorakenteisilla silloilla vastaavaa ilmiötä ei havaittu. Kuten artikkelissa Equivalent stresses of traffic loading by simulation [23] todetaan, yksittäiset

kuormanjakokertoimet antavat liian karkeita tuloksia laatalla ja palkeilla, joilla on vääntöjäykkyyttä.

### 7.3 Jatkotoimenpiteet

Tässä tutkimuksessa tarkasteltiin eri silloille aiheutuvia jännitysvaihteluita todellista liikennettä mukailevan simulaation avulla. Tutkimusta olisi syytä jatkaa tarkastelemalla sitä, miten hyvin simuloidut jännitykset vastaavat tarkasteltaviin rakenteisiin todellisuudessa aiheutuvia jännityksiä. Tällaiseen tarkasteluun soveltuvat niin kutsutut Silta-WIM – järjestelmät, joissa siltaan kiinnitetyillä mittausantureilla saadaan tietoa mm. ajoneuvojen kokonais- ja akselipainoista [25]. Tarkasteltavaksi sillaksi soveltuu esimerkiksi lyhytjäteinen betonisilta. Asentamalla mittausjärjestelmään kuuluvia venymäliuskoja betoniterästen sekaan voitaisiin saada tietoa terästen todellisista venymistä. Saatuja venymiä verrattaisiin liikenteen sillalle aiheuttamiin jännityksiin. Tarkastellulle sillalle tehtäisiin lisäksi simulointi todellista liikennettä mukailevalla liikennevirralla, jolloin aiheutuvia jännityksiä voitaisiin verrata WIM-mittauksista saatuihin jännityksiin.

Simulaatiossa HCT-ajoneuvot on huomioitu kuten tutkimuksessa Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytettäviin kuormiin [1]. HCT-ajoneuvoille käytettiin liikenneluokissa 1 ja 2 vuosittaisia liikennemääriä 500 ja 2000 HCT-ajoneuvoa. Oletettavaa on, että HCT-kuljetusten määrä Suomen tieverkostolla tulee tulevaisuudessa kasvamaan. HCT-kuljetusten lisääntyminen voi aiheuttaa suurempia rasisitusvaihteluita kuin tässä tutkimuksessa simuloinnista aiheutui. Suuremmat rasisitusvaihtelut voivat johtaa myös tässä tutkimuksessa esitettyjä suurempiin väsymisasteisiin. Tätä projektia tulisi jatkaa tarkastelemalla sitä, paljonko lisääntyvät HCT-kuljetusten määrät nostaisivat liikenteestä aiheutuvia rasisituksia ja edelleen rakenneyksityiskohtien väsymisasteita.

Eri rakenneyksityiskohtien väsymistä tarkasteltiin tässä työssä olettamalla liikenne nykyiselle tasolleen koko sillan eliniän ajaksi. Tutkimuksessa ei ole huomioitu todellisten siltakohteiden kuormitushistorian vaikutusta niiden jäljellä olevaan käyttöikään. Ajoneuvopainot ja – määrät ovat kuitenkin jatkuvasti nousseet ja olettavaa onkin, että liikenteestä aiheutuneet rasisitusvaihtelut ovat pääasiassa olleet siltojen elinkaaren alkupuolella pienempiä kuin nykyään. Teoriassa nykyistä pienemmät ajoneuvopainot sekä harvempi liikennevirta kasvattavat sillan suunniteltua käyttöikää. Tarpeellista olisi kuitenkin selvittää se, kuinka suuri vaikutus todellisuudessa kuormitushistorian huomioimisella olisi tarkastellun rakenteen väsymisasteeseen ja sitä myöten myös sen käyttöikään.

Tässä työssä betonin väsyminen jätettiin huomioimatta. Betonin väsymistä ei ole yleisesti pidetty suunnittelussa huomioitavana asiana, vaan teräsbetonirakenteilla väsymistarkastelu kohdennetaan pääasiassa raudoitukseen. Betonin väsymistä ilmiönä on tutkittu varsin vähän ja vielä onkin epäselvää, voidaanko betonin väsymismurtumaa pitää

mahdollisena [24]. Teräsbetonirakenteiden jäljellä olevan käyttöiän arvioimiseksi olisi hyvä tarkastella, voiko betonin väsymiskäyttäytyminen aiheuttaa käyttöiän lyhenemistä.

## 8. LÄHDELUETTELO

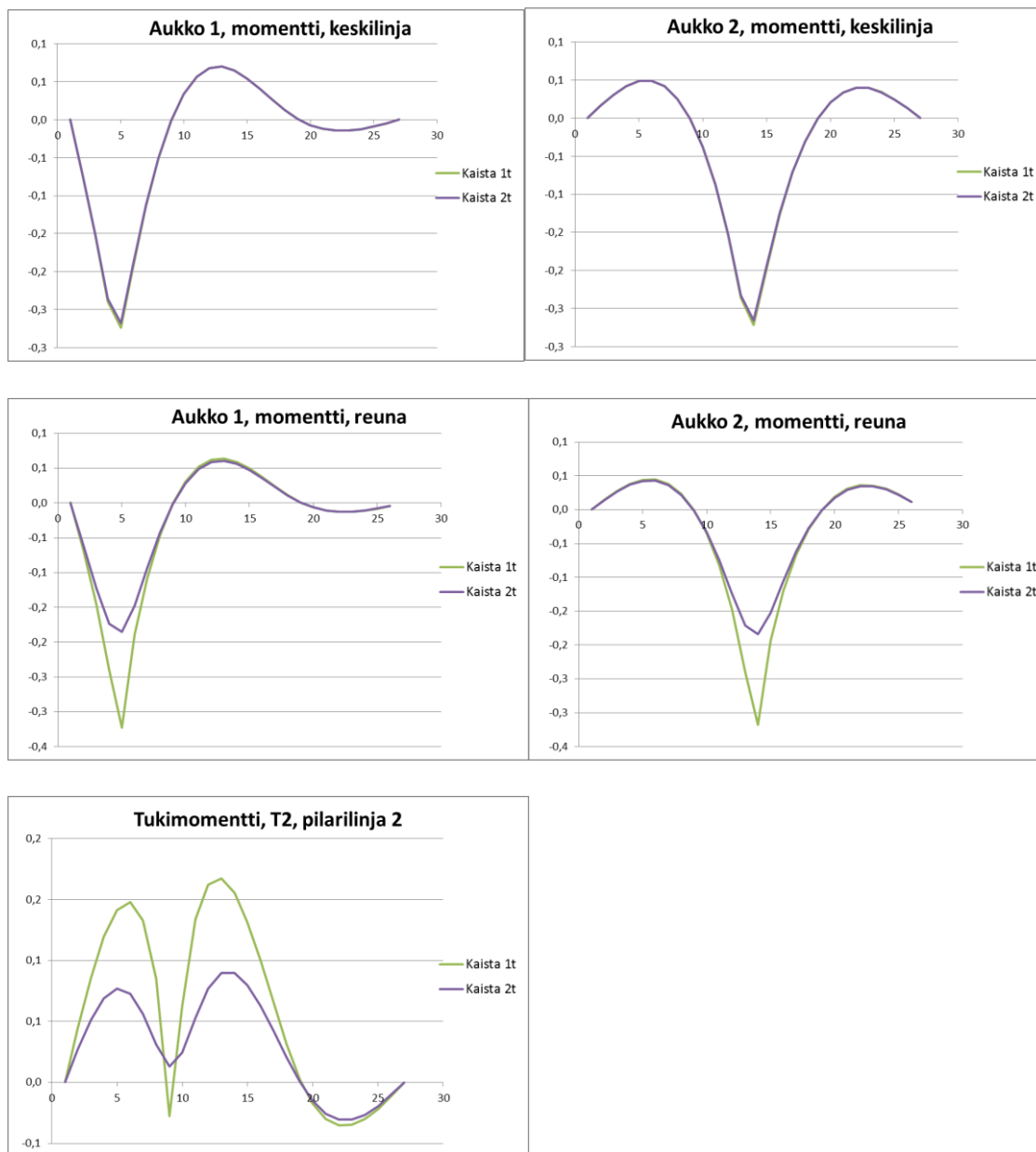
- [1] Moisio V. Ajoneuvoliikenteen vaikutukset siltojen kantavuustarkastelussa käytäviin kuormiin, Diplomityö, Tampere, 2016, 66 s. Saatavissa:
- [2] Taitorakenteiden ylläpidon toimintalinjat, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 26/2015, Liikennevirasto, Helsinki, 2015, 88 s. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts\\_2015-26\\_taitorakenteiden\\_yllapidon\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts_2015-26_taitorakenteiden_yllapidon_web.pdf)
- [3] SFS-EN 1991-2, Eurokoodi 1 Rakenteiden kuormat Osa 2: Siltojen liikennekuormat, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2004, 143 s.
- [4] Liikenneviraston sillat 1.1.2016, Liikenneviraston tilastoja 5/2016, Liikennevirasto, Helsinki, 2016, 160 s. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lti\\_2016-05\\_liikenneviraston\\_sillat\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lti_2016-05_liikenneviraston_sillat_web.pdf)
- [5] Salmi T. Pajunen S. Lujuusoppi, Tampere, 2010, 459 s.
- [6] SFS-EN 1993-1-9, Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu, Osa 1-9: Väsyminen, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2005, 41 s.
- [7] Eurokoodin soveltamisohje Siltojen kuormat ja suunnitteluperusteet –NCCI1, Liikenneviraston ohjeita 24/2014, Liikennevirasto, Helsinki, 2014, 111 s. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo\\_2014-24\\_ncci1\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2014-24_ncci1_web.pdf)
- [8] Eurokoodin soveltamisohje Betonirakenteiden suunnittelu –NCCI 2, Liikenneviraston ohjeita 13/2012, Liikennevirasto, Helsinki, 2012, 88 s. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo\\_2012-13\\_eurokoodin\\_soveltamisohje\\_ncci2\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2012-13_eurokoodin_soveltamisohje_ncci2_web.pdf)
- [9] SFS-EN 1992-2, Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu. Betonisillat. Mitoittaminen ja yksityiskohtien suunnittelu, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2005, 86 s.
- [10] Eurokoodin soveltamisohje Teräs- ja liittorakenteiden suunnittelu -NCCI 4, Liikenneviraston ohjeita 27/2016, Liikennevirasto, Helsinki, 2016, 129 s. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo\\_2016-27\\_ncci4\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2016-27_ncci4_web.pdf)

- [11] SFS-EN 1993-2, Eurokoodi 3. Teräsrakenteiden suunnittelu. Osa 2: Terässillat, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2006, 104 s.
- [12] SFS-EN 1992-1-1, Eurokoodi 2. Betonirakenteiden suunnittelu, Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt, Suomen standardisoimisliitto SFS ry, Helsinki, 2015, 218 s.
- [13] Kerokoski O. Lindberg R. RTEK-3210 Teräsbetonirakenteet, Luentomoniste syksy 2009, Tampereen teknillinen yliopisto, 2009, 291 s.
- [14] Kerokoski O. Lindberg R. RAK-33200 Betonirakenteet, Teräsbetonirakenteet – osuus, Luentomoniste tammi-helmikuu 2015, Tampereen teknillinen yliopisto, 2015, 91 s.
- [15] By 36 Liittorakenteiden sovellusohjeet 1991, Suomen Betoniyhdistys r.y. Jyväskylä, 1991, 274 s.
- [16] Teräsbetoninen ulokelaattasilta (BUL) Suunnitteluohje
- [17] S. Aalto, Liikenneteorian perusteet, Luentomateriaali, S-38.1145, Teknillinen korkeakoulu, 2008. Saatavissa:  
<http://www.netlab.tkk.fi/opetus/s381145/k08/luennot/>
- [18] Luotettavuusanalyysin perusteita siltojen kantavuuden arvioinnissa, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä nro20/2014, Liikennevirasto, Helsinki, 2014, 110 s. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts\\_2014-20\\_luotettavuusanalyysin\\_perusteita\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts_2014-20_luotettavuusanalyysin_perusteita_web.pdf)
- [19] Väyläverkoston yhtenäinen luokittelu kunnossapidon suunnittelua varten, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä nro10/2012, Liikennevirasto, Helsinki, 2012, 61 s. Saatavissa: [http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts\\_2012-10\\_vaylaverkoston\\_yhtenainen\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lts_2012-10_vaylaverkoston_yhtenainen_web.pdf)
- [20] Siltojen kantavuuslaskentaohje, Liikenneviraston ohjeita, nro36/2015, Liikennevirasto, Helsinki, 2015, 61 s. Saatavissa:  
[http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo\\_2015-36\\_siltojen\\_kantavuuslaskentaohje\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lo_2015-36_siltojen_kantavuuslaskentaohje_web.pdf)
- [21] Tien poikkileikkauksen suunnittelu, Liikenneviraston ohjeita, nro29/2013, Liikennevirasto, Helsinki, 2013, 75 s. Saatavissa:  
[http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo\\_2013-29\\_tien\\_poikkileikkauksen\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf3/lo_2013-29_tien_poikkileikkauksen_web.pdf)
- [22] Siltojen suunnittelussa käytetyt kuormat ja osavarmuusluvut, NCCI 1 Taustadokumentti 2015, Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 12/2016, Liikennevi-

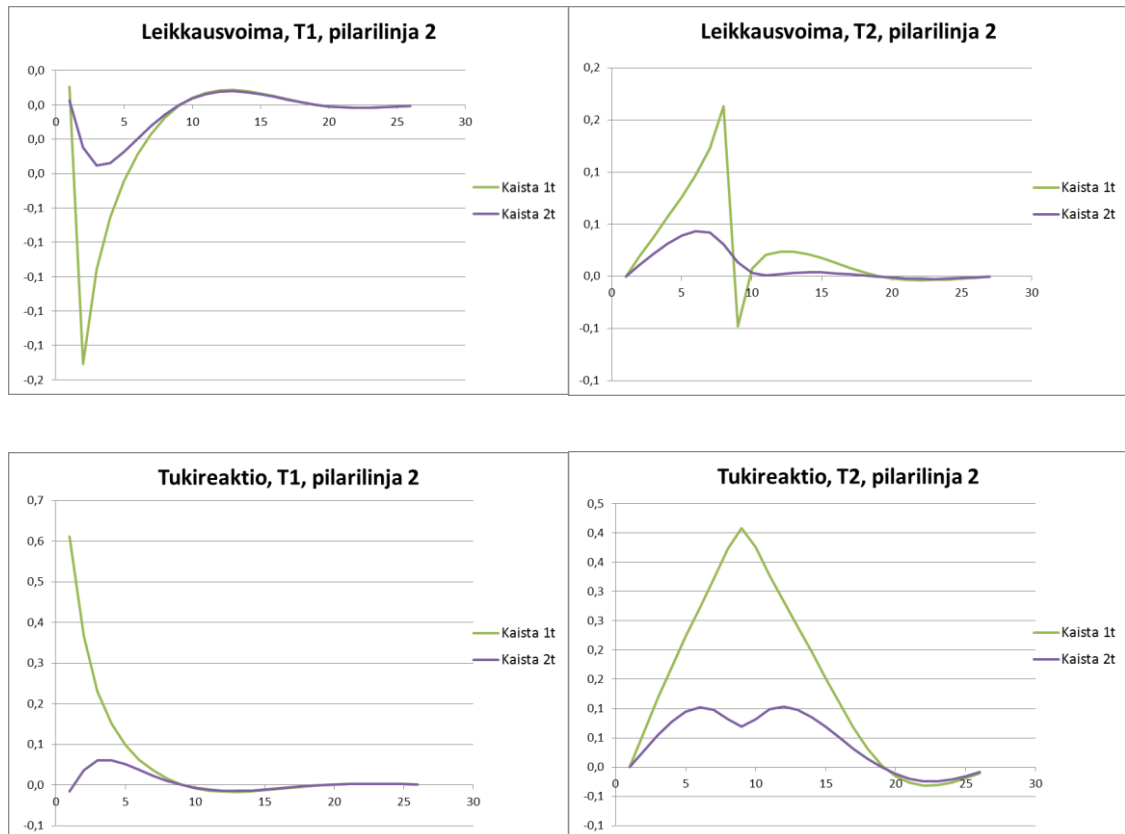
rasto, Helsinki, 2016, 68 s. Saatavissa:  
[http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts\\_2016-12\\_siltojen\\_suunnittelussa\\_web.pdf](http://www2.liikennevirasto.fi/julkaisut/pdf8/lts_2016-12_siltojen_suunnittelussa_web.pdf)

- [23] T. Lunabba, Equivalent stresses of traffic loading by simulation, Destia, Helsinki, 2017.
- [24] O. Kerokoski, A. Köliö, A. Leppälä, J. Tulonen, J. Wuorenjuuri, Tutkimusohjelma elinkaaritehokas rata (TERA) osa 5 – sillat, Loppuraportti, Tampere, 2013.
- [25] Siltojen monitorointikäsikirja, Liikenneviraston ohjeita, nro2/2016, Liikennevirasto, Helsinki, 2016, 86 s. Saatavissa:  
[https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/opas\\_2016-02\\_siltojen\\_monitorointikasikirja\\_web.pdf](https://julkaisut.liikennevirasto.fi/pdf8/opas_2016-02_siltojen_monitorointikasikirja_web.pdf)

## LIITE 1: INFLUENSSIVIIVAT

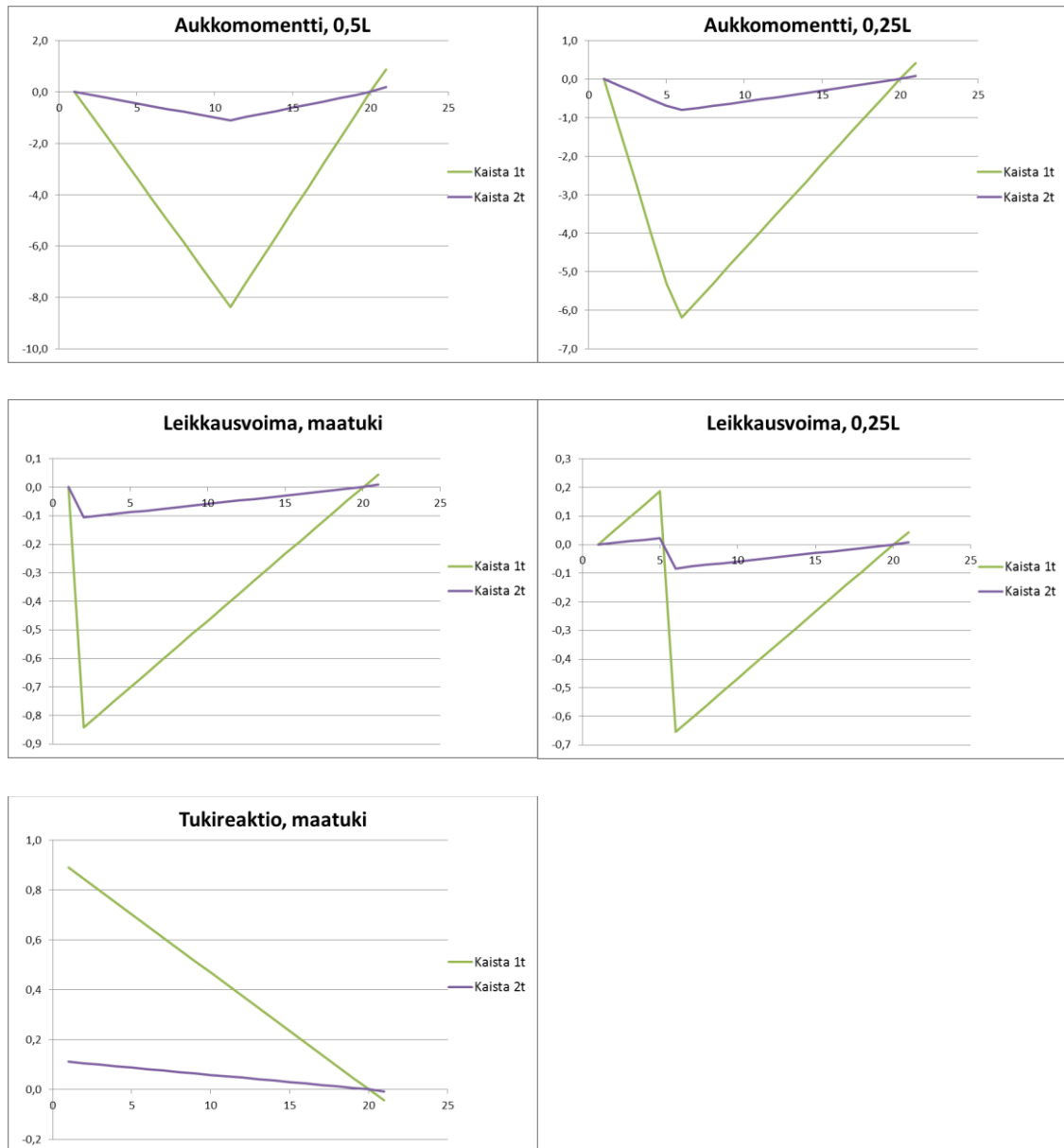


Kuva 49. Vähäjoen sillan kaistakohtaiset influenssiviivat tarkasteltujen momenttien osalta.

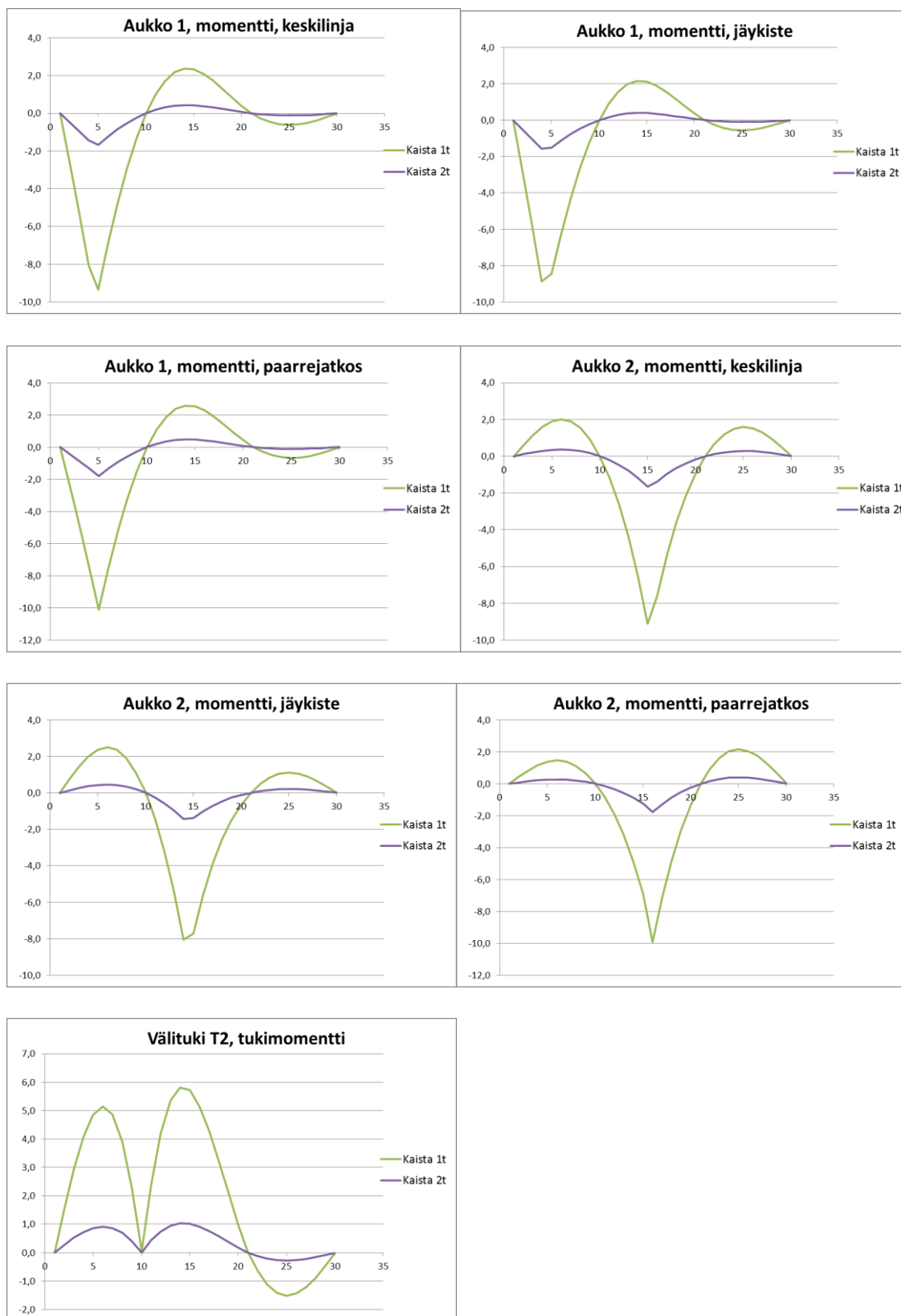


Kuva 50. Vähäjoen sillan kaistakohtaiset influenssiviivat tarkasteltujen leikkausvoimien sekä tukireaktioiden osalta.

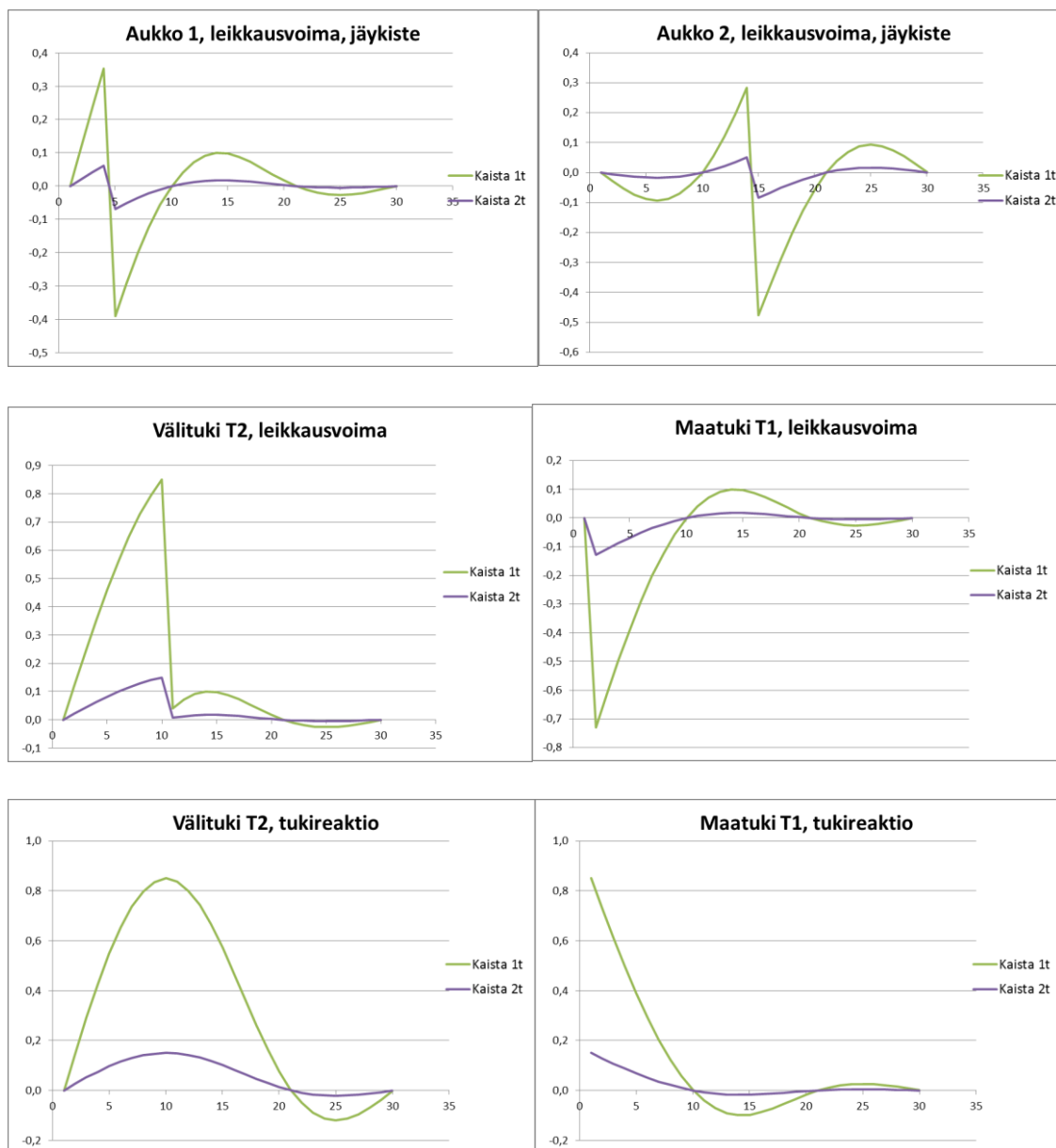




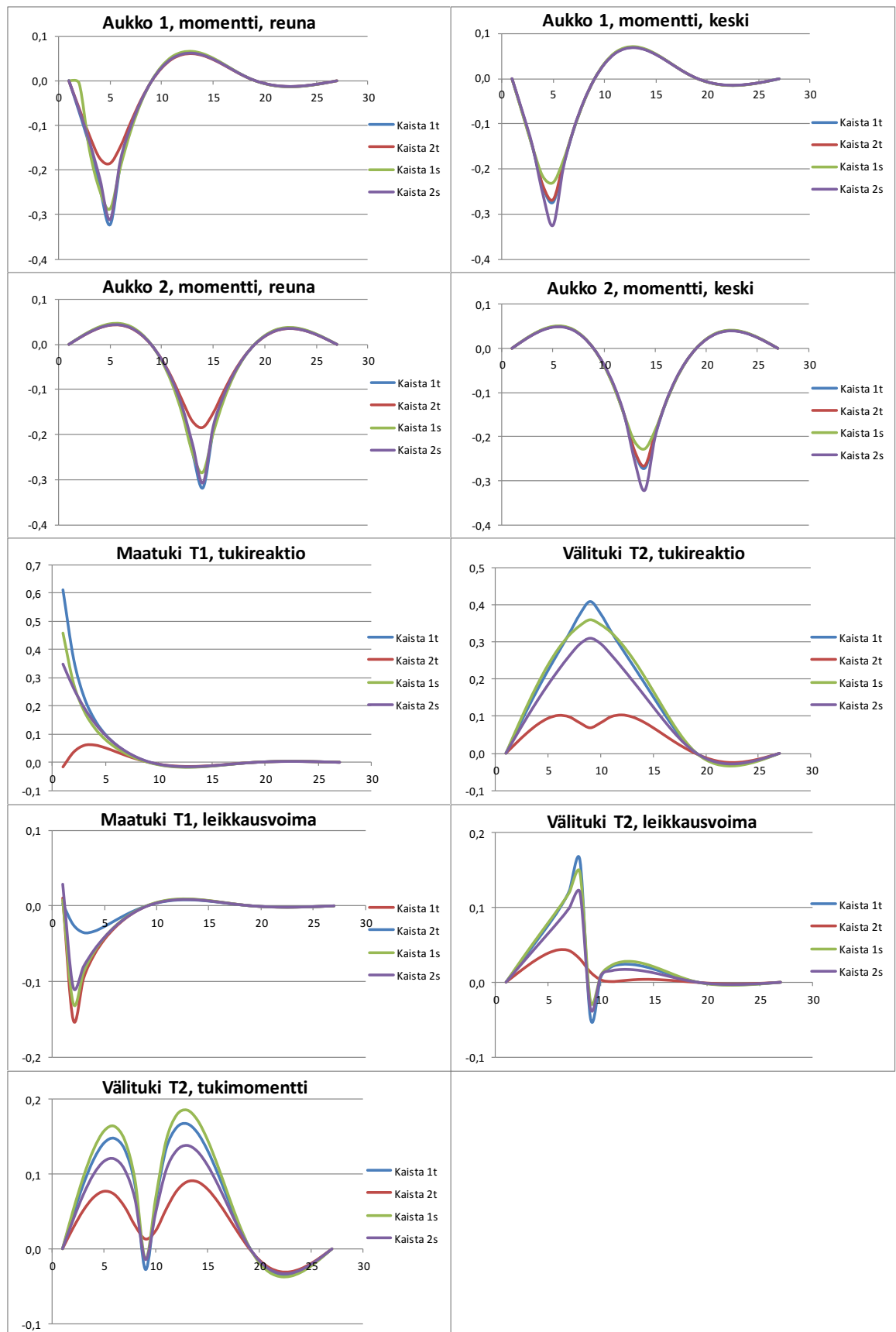
Kuva 51. Melttusen sillan tarkasteltujen rasiusten kaistakohtaiset influenssiviivat.



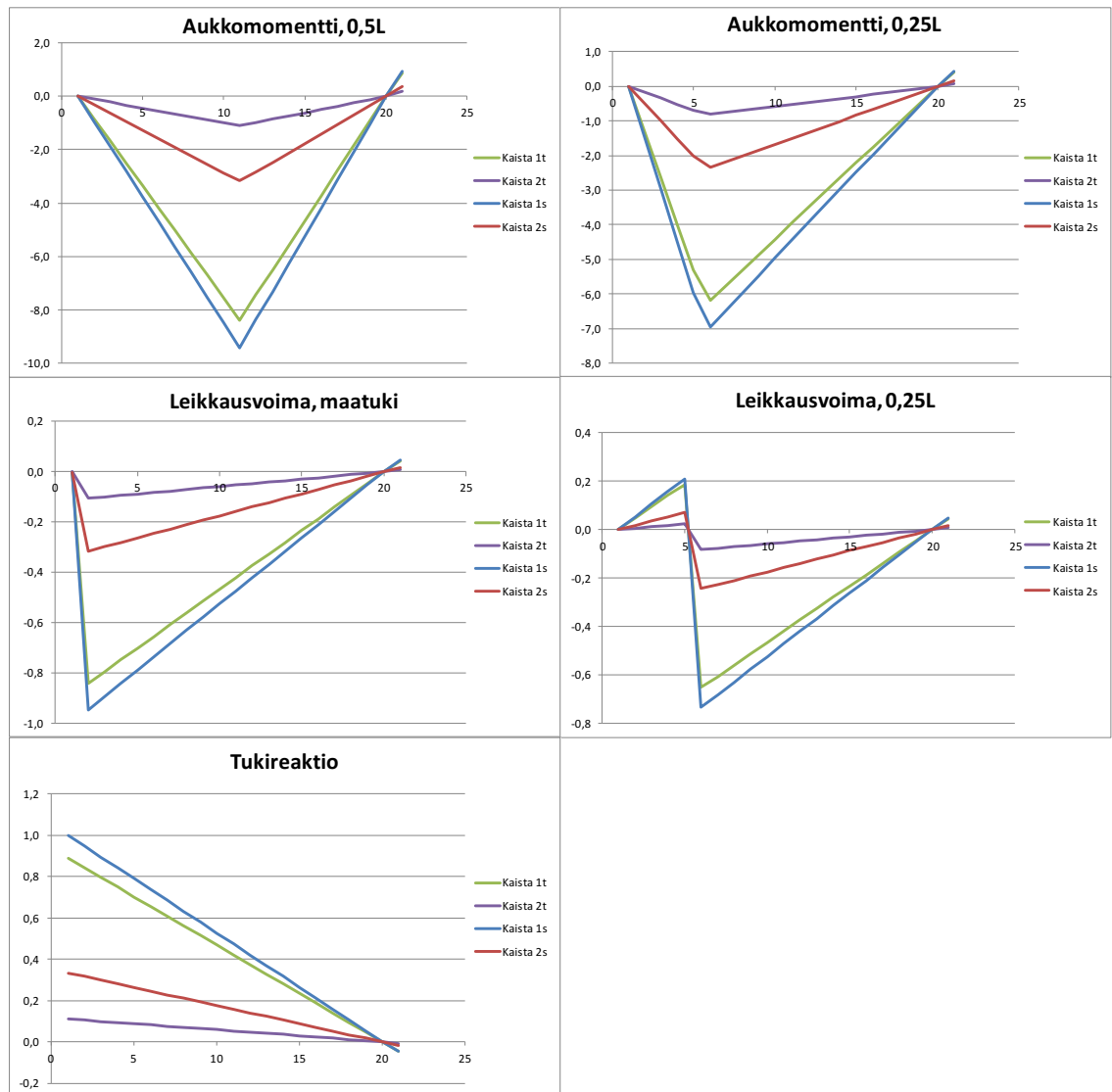
Kuva 52. Liisanniemensillan kaistakohtaiset influenssiviivat tarkasteltujen momenttien osalta.



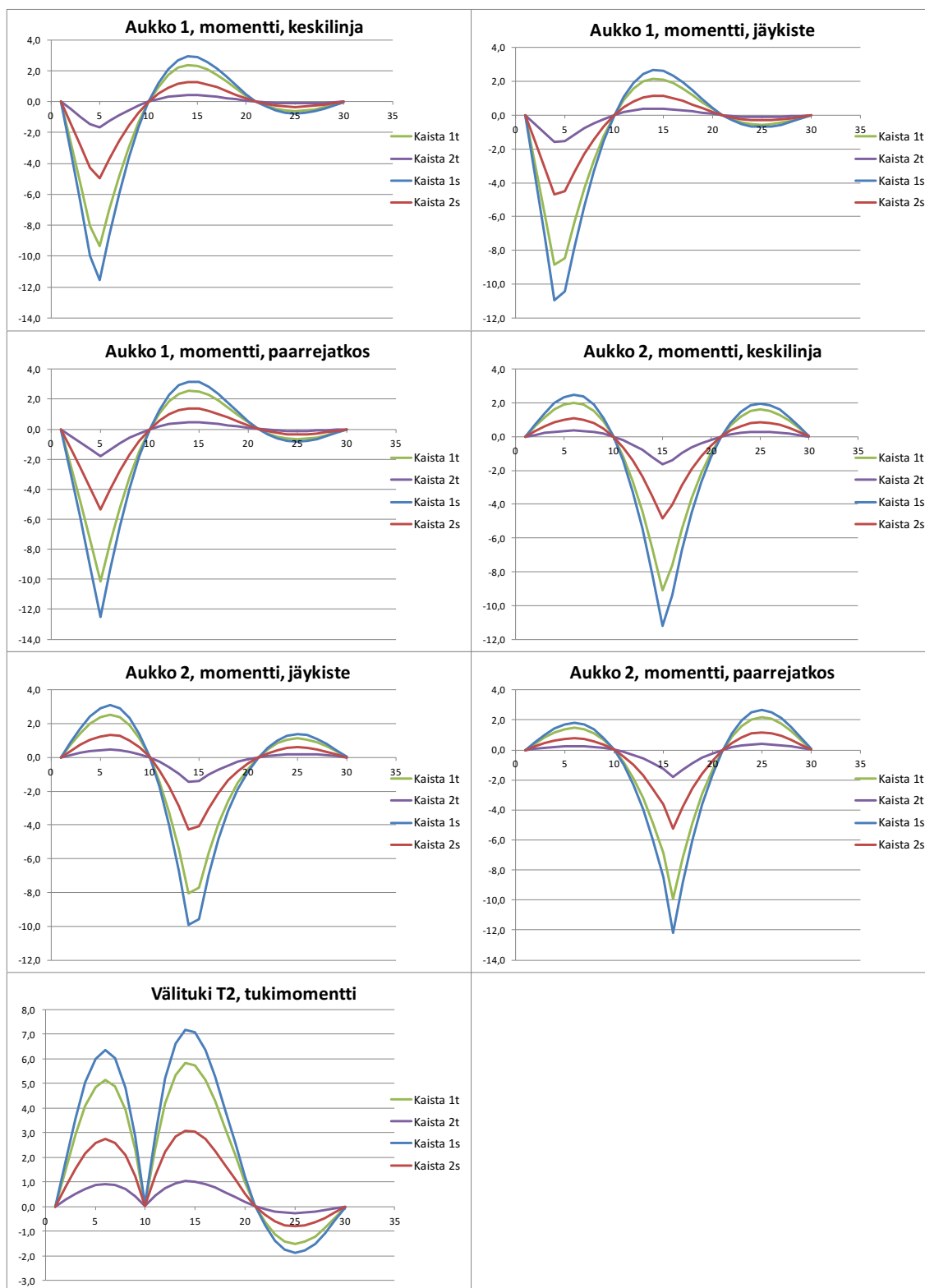
Kuva 53. Liisanniemensillan kaistakohtaiset influenssiviivat tarkasteltujen leikkausvoimien sekä tukireaktioiden osalta.



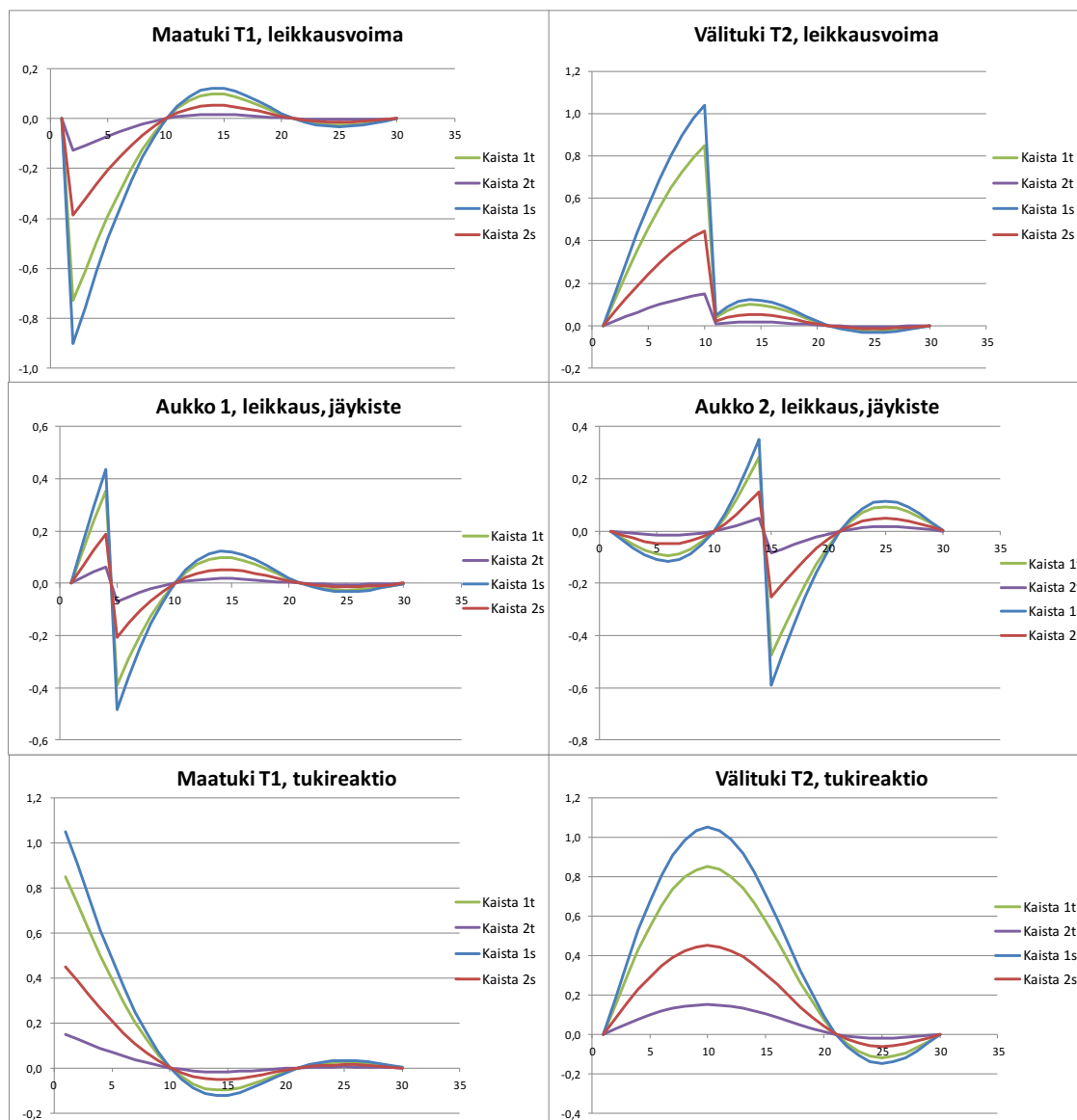
Kuva 54. Vähäjoen sillan suunnittelu- ja simulointikaistojen rasituskohtaiset influenssi-viivat.



Kuva 55. Melttusen sillan suunnittelu- ja simulointikaistojen rasituskohtaiset influenssi-viivat.

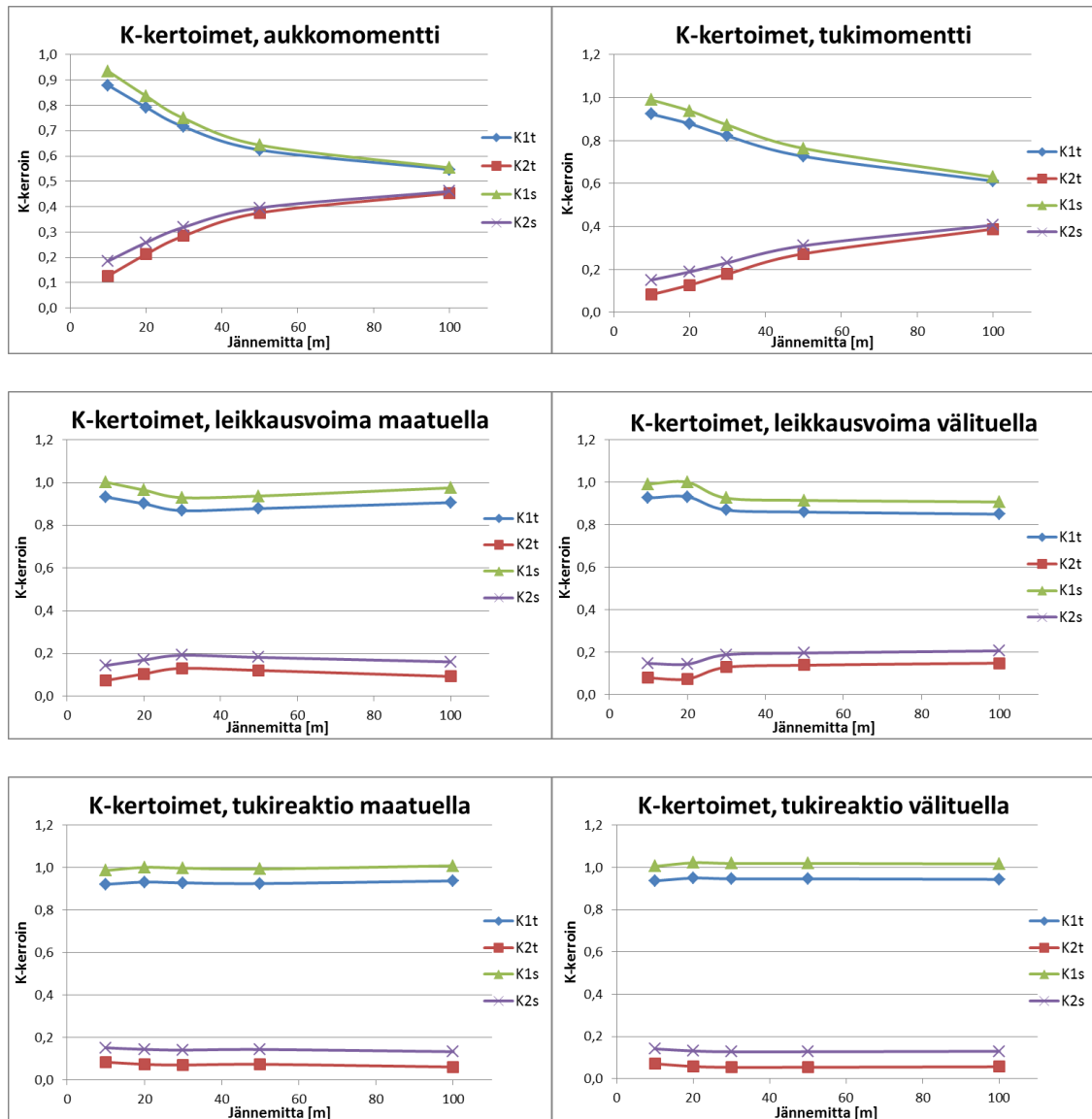


Kuva 56. Liisanniemensillan suunnittelu- ja simulointikaistojen influenssiviivat tarkasteltujen momenttien osalta.



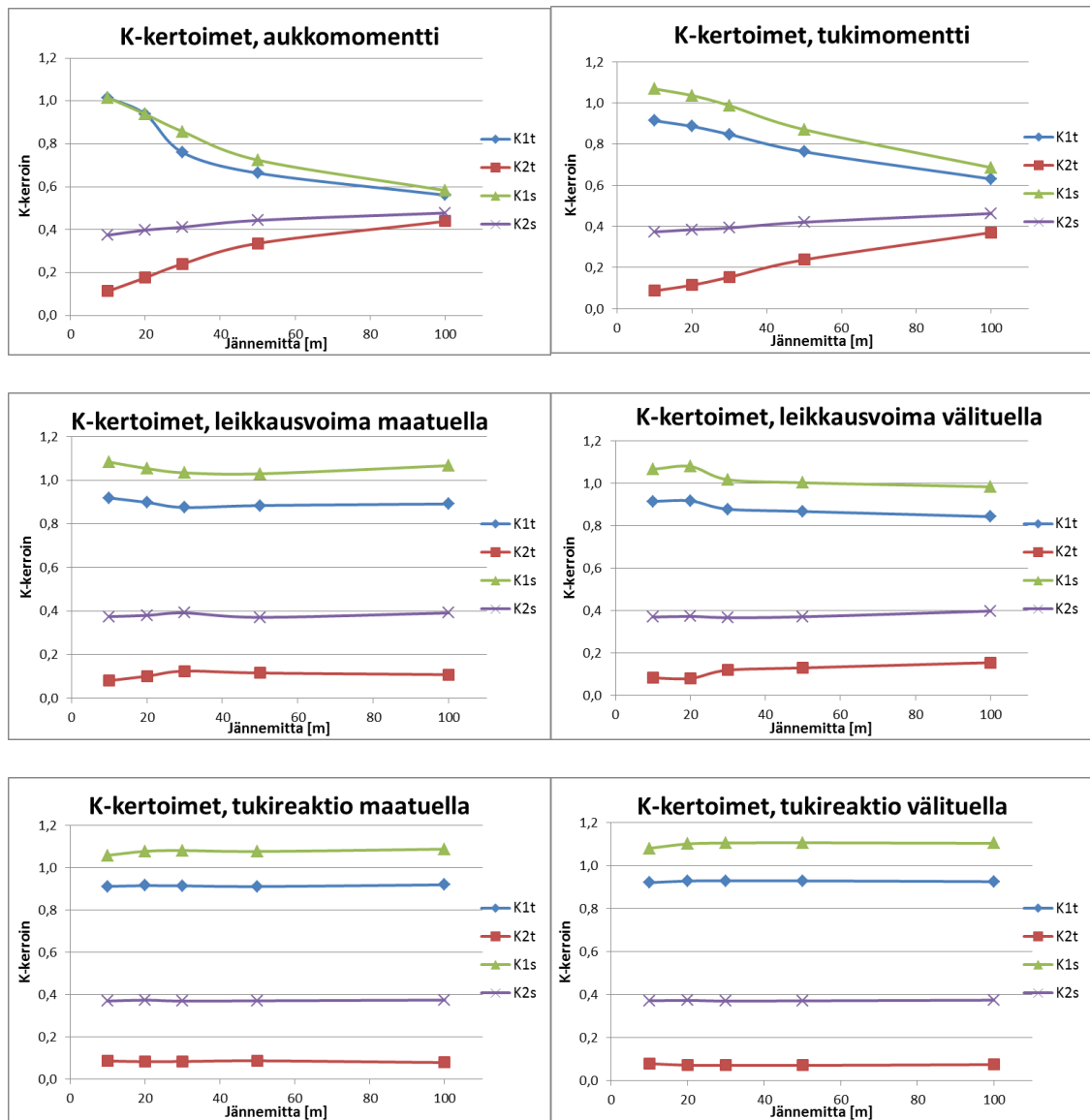
Kuva 57. Liisanniemensillan suunnittelu- ja simulointikaistojen influenssiviivat tarkasteltujen leikkausvoimien ja tukireaktioiden osalta.

## LIITE 2: TEOREETTISTEN SILTAKOORTEIDEN TARKASTELU

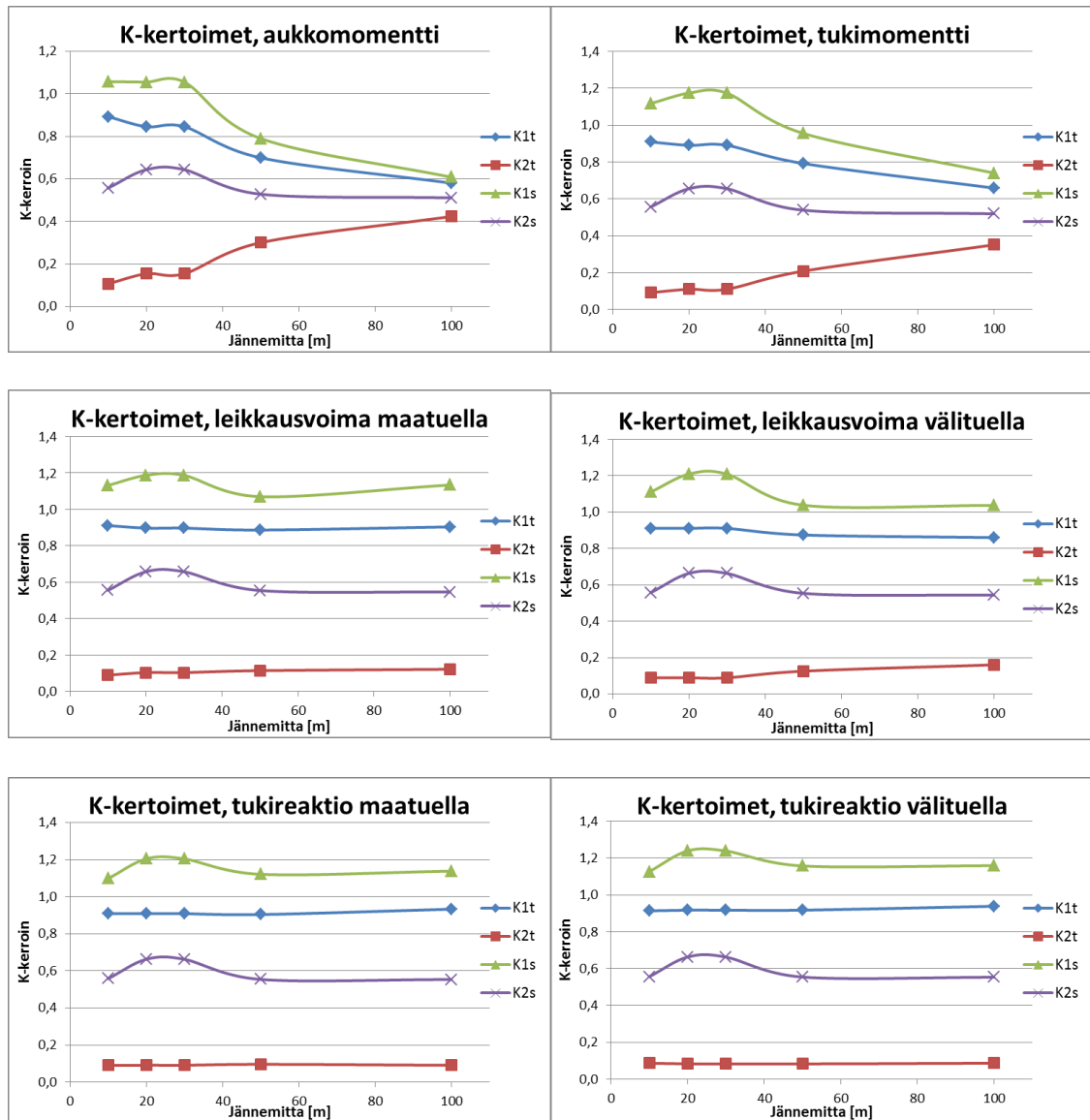


Kuva 58. Kuormanjakokertoimet rasisuureittain kaksiaukkoisella betonipalkkisillalla sillan jännemitan vaihdella. Sillan hyötyleveys on 6,5 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä.

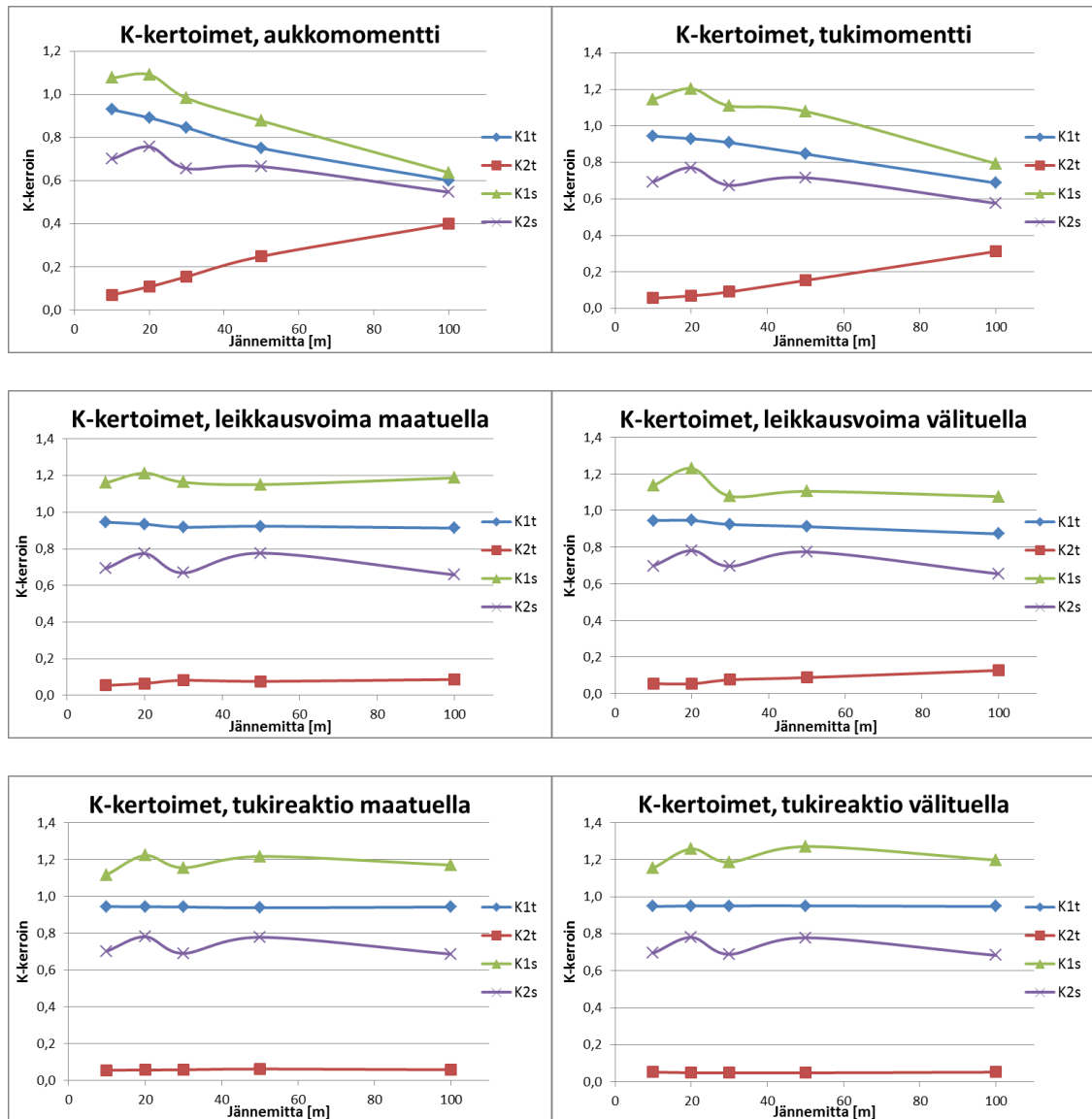




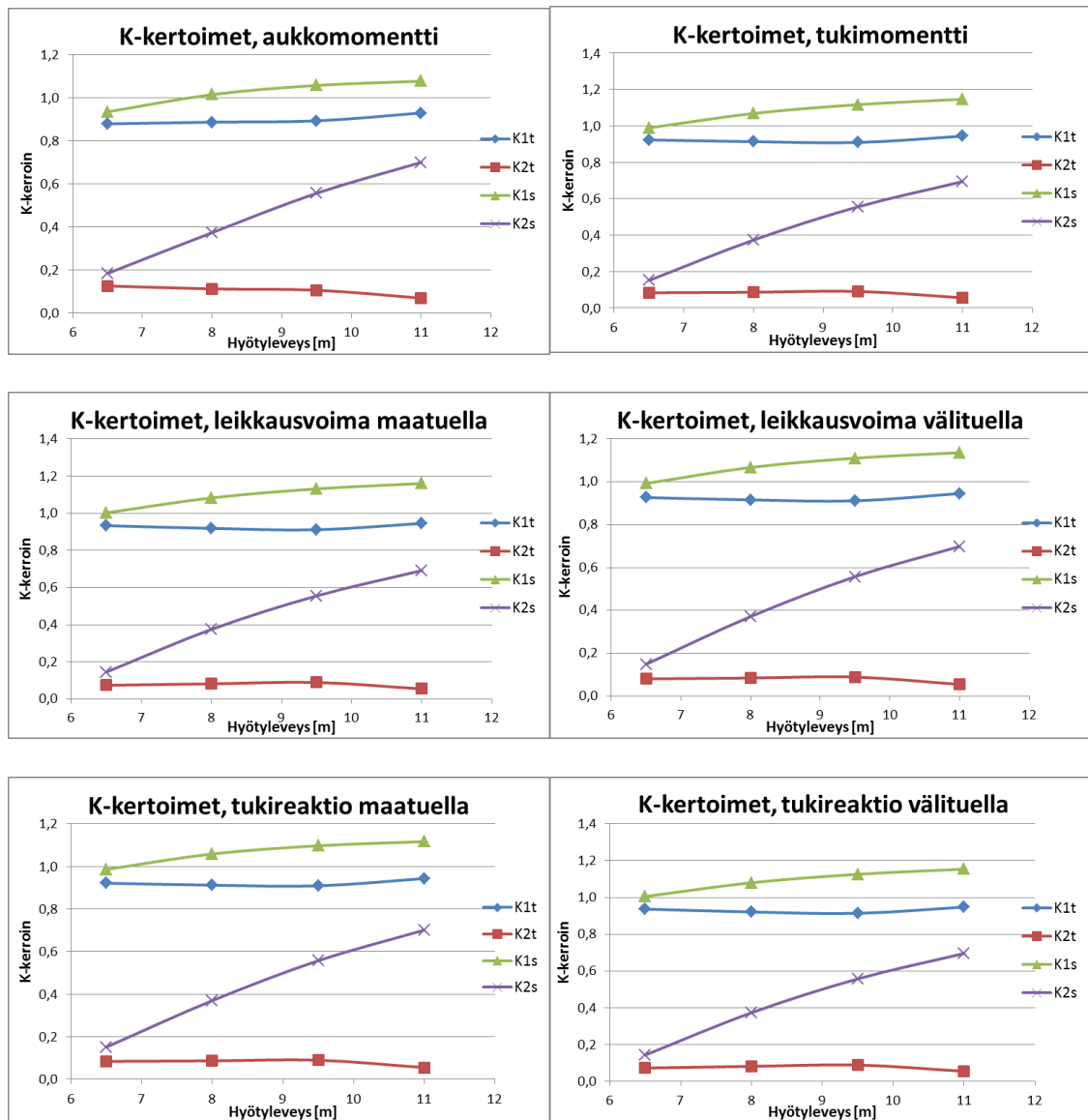
Kuva 59. Kuormanjakokertoimet rasitussuureittain kaksiaukkoisella betonipalkkisillalla sillan jännemitan vaihdella. Sillan hyötyleveys on 8,0 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä.



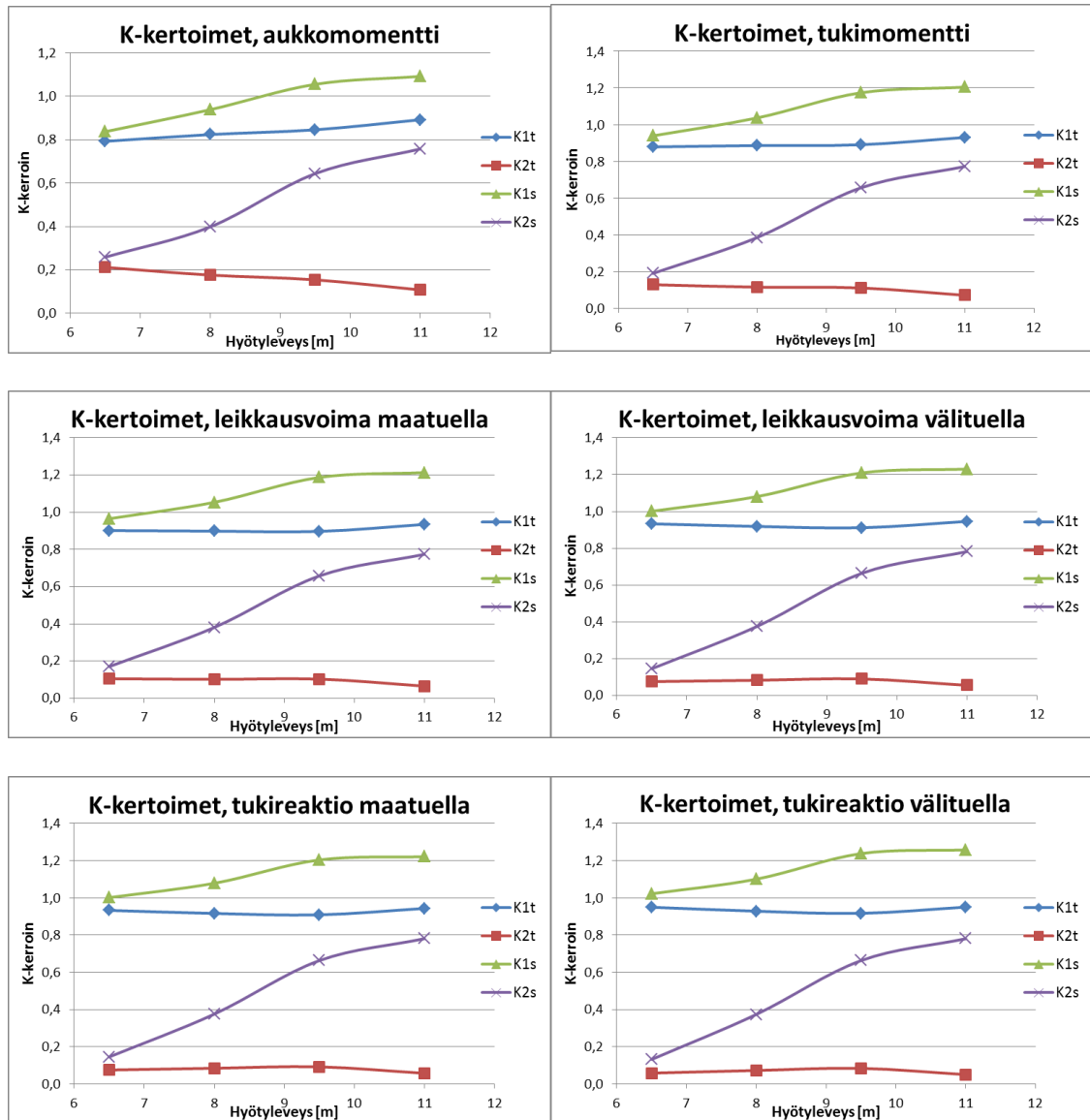
Kuva 60. Kuormanjakokertoimet rasitussuureittain kaksiaukkoisella betonipalkkisillalla sillan jännemitan vaihdella. Sillan hyötyleveys on 9,5 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä.



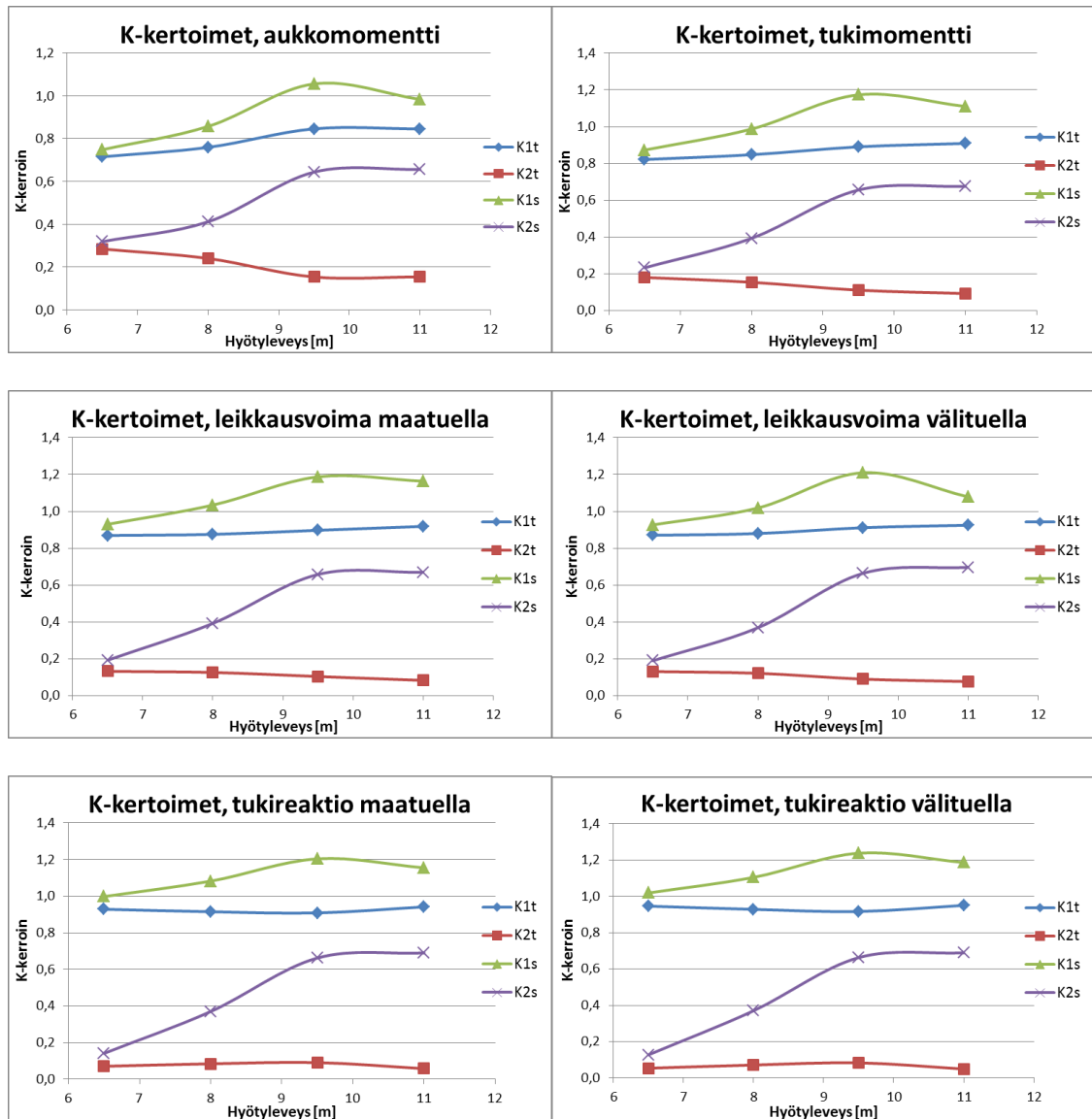
Kuva 61. Kuormanjakokertoimet rasitusuureittain kaksiaukkoisella betonipalkkisillalla sillan jännemitan vaihdella. Sillan hyötyleveys on 11,0 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä.



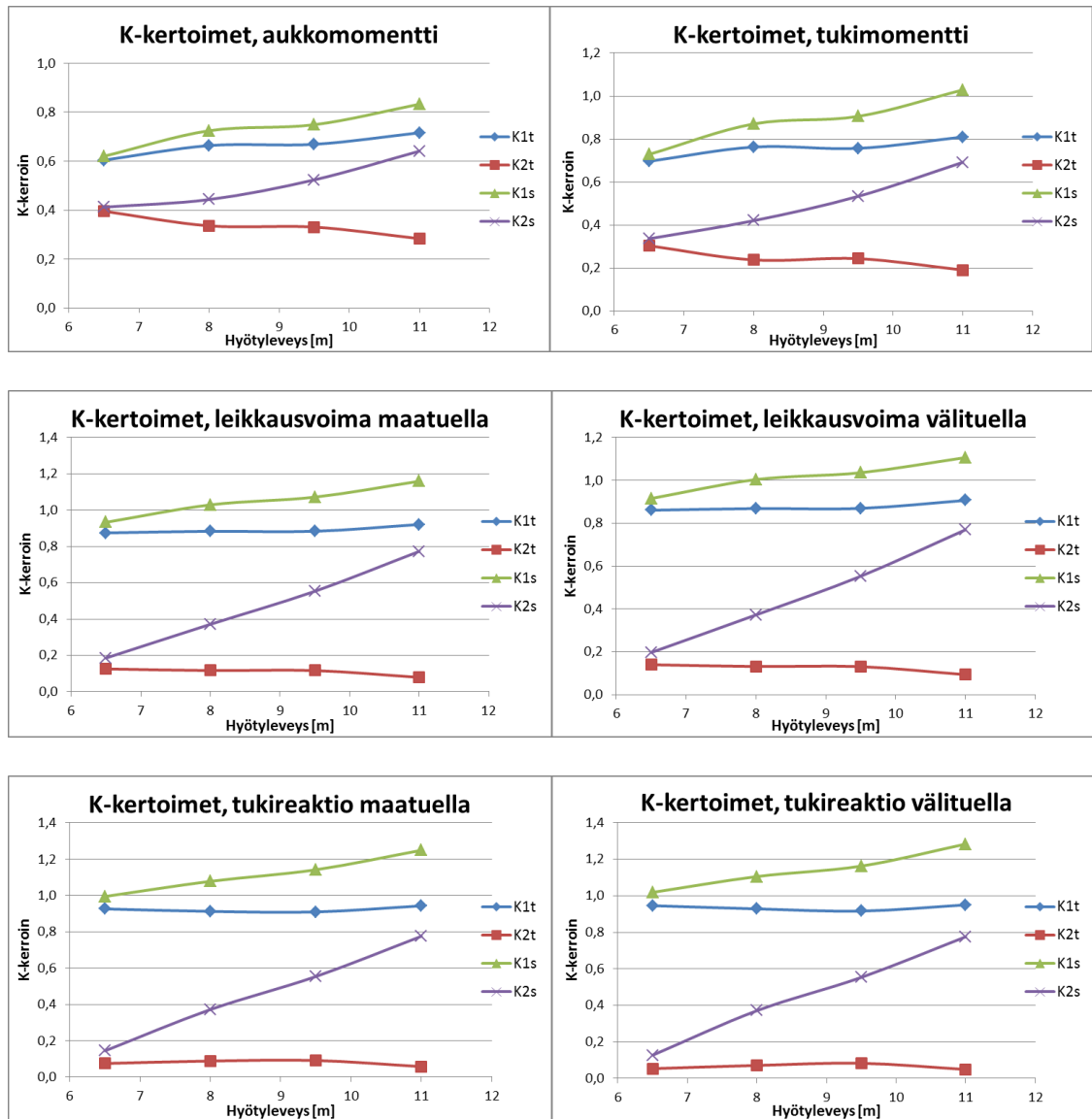
Kuva 62. Kuormanjakokertoimet rasitussuureittain kaksiaukkoisella betonipalkkisillalla sillan hyötyleveyden vaihdellessa. Sillan jännemitta on 10 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä.



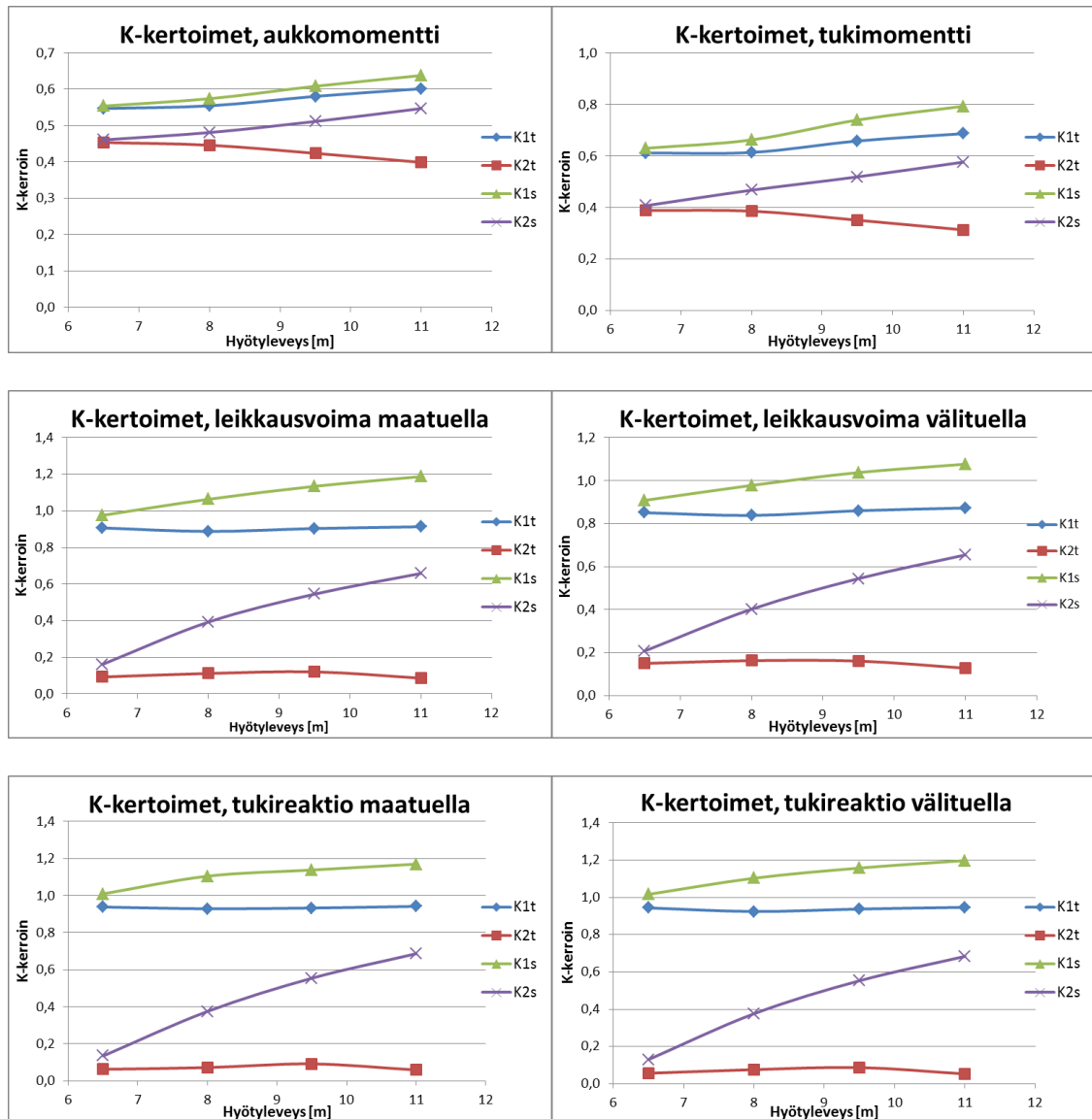
Kuva 63. Kuormanjakokertoimet rasitussuureittain kaksiaukkoisella betonipalkkisillalla sillan hyötyleveyden vaihdellessa. Sillan jännemitta on 20 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykyys 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä.



Kuva 64. Kuormanjakokertoimet rasitussuureittain kaksiaukkoisella betonipalkkisillalla sillan hyötyleveyden vaihdellessa. Sillan jännemitta on 30 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä.

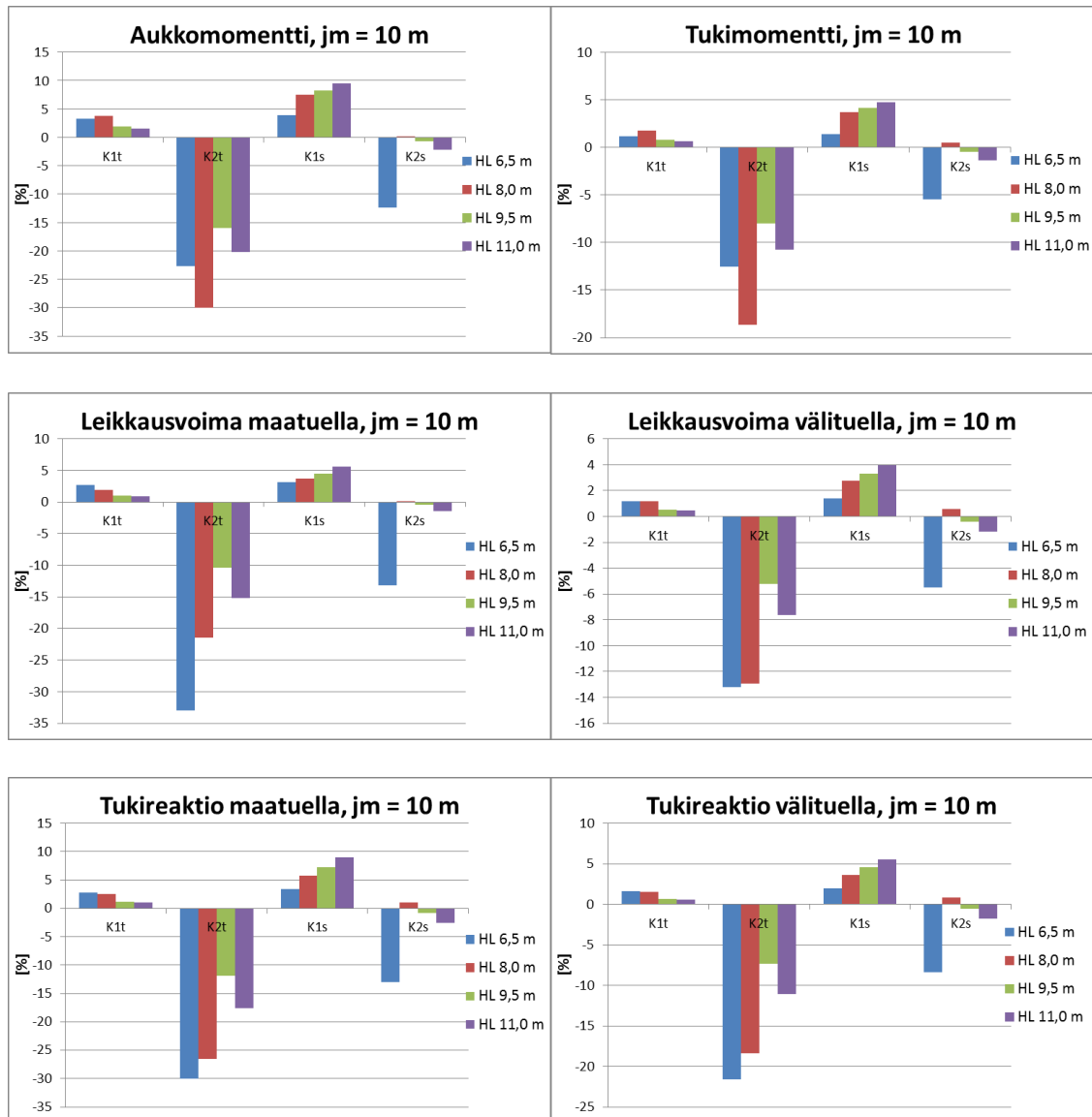


Kuva 65. Kuormanjakokertoimet rasitussuureittain kaksiaukkoisella betonipalkkisillalla sillan hyötyleveyden vaihdellessa. Sillan jännemitta on 50 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä.

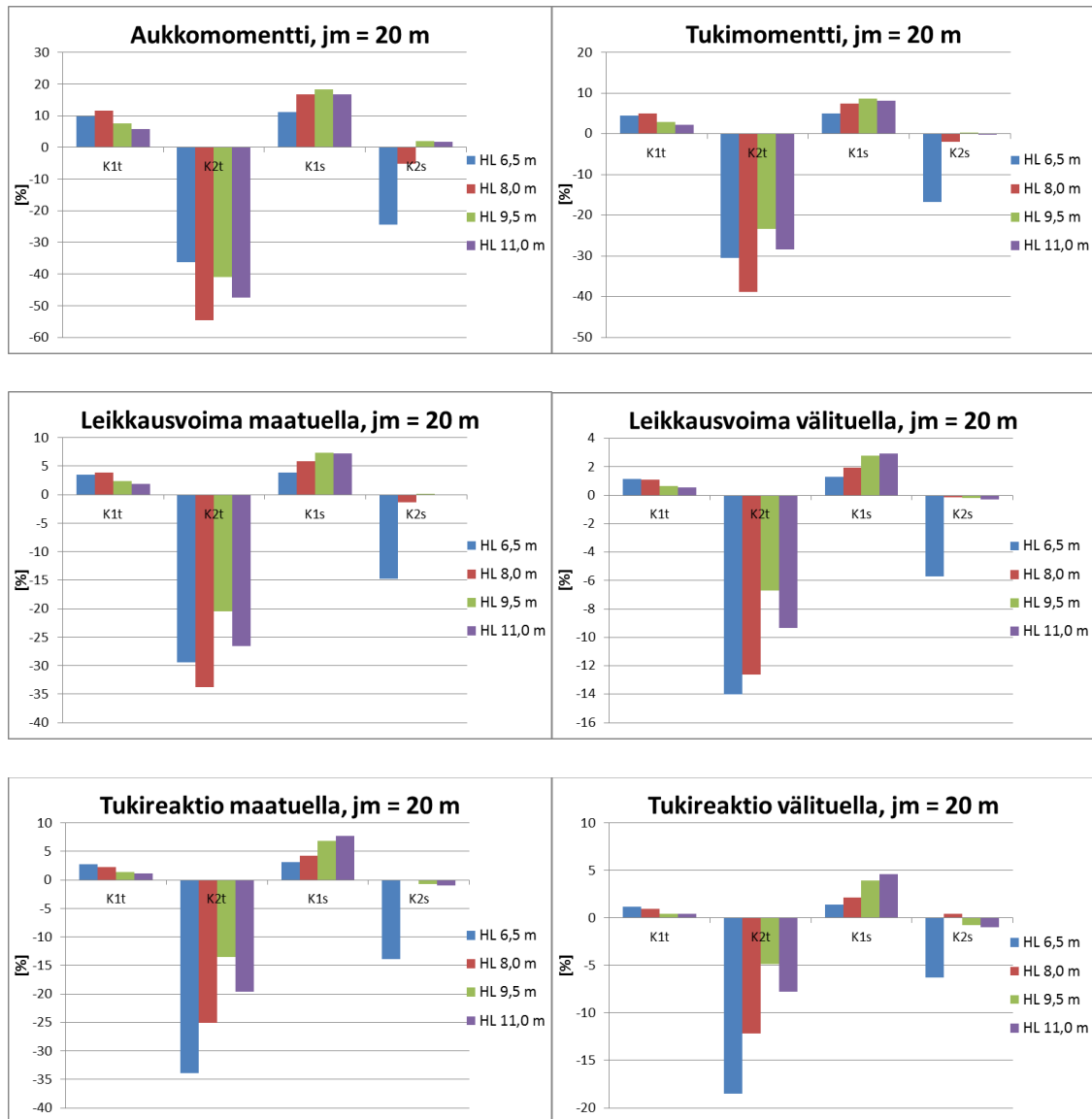


Kuva 66. Kuormanjakokertoimet rasitusuureittain kaksiaukkoisella betonipalkkisillalla sillan hyötyleveyden vaihdellessa. Sillan jännemitta on 100 metriä ja pääpalkkien vääntöjäykkyys 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä.

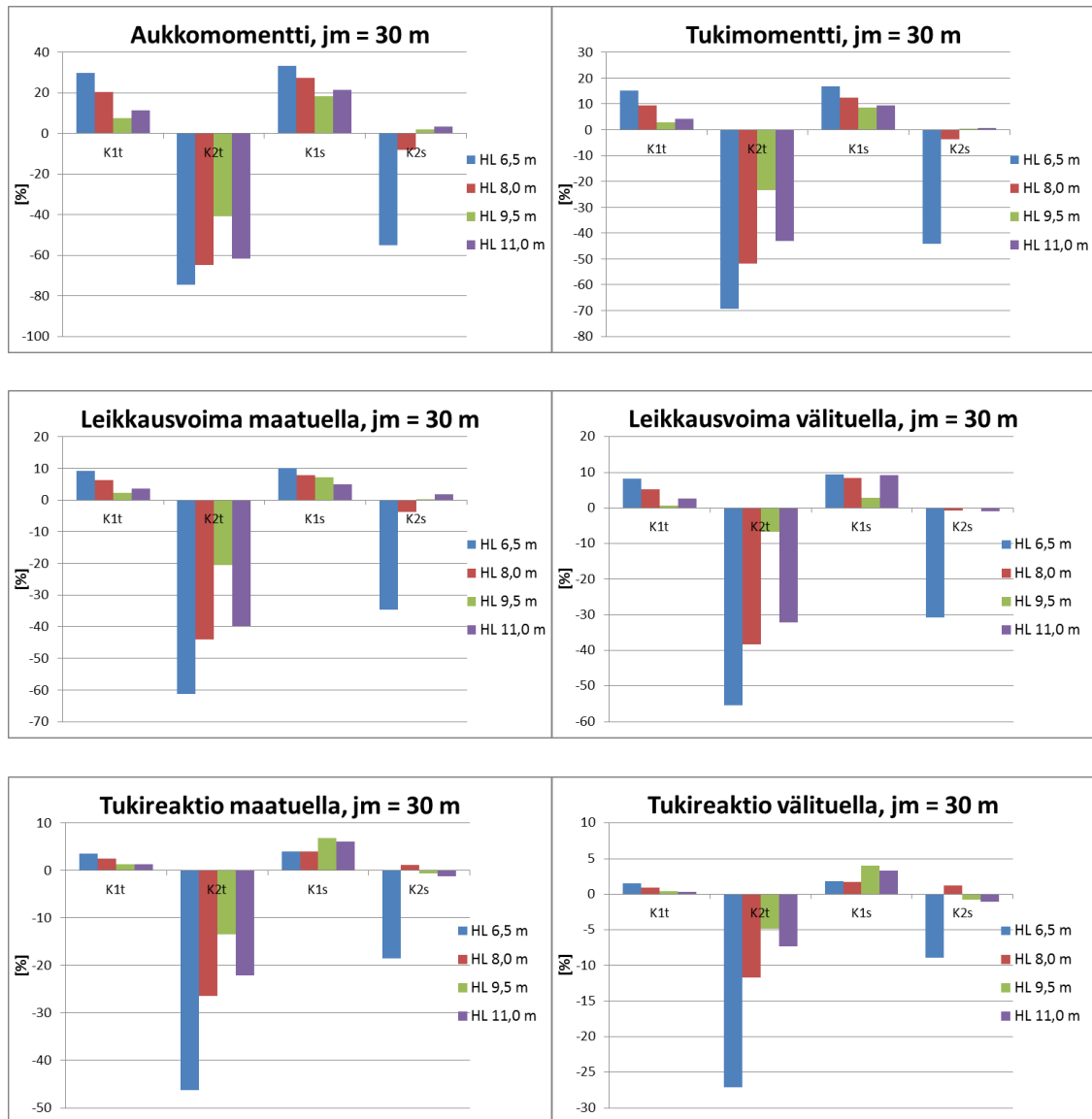




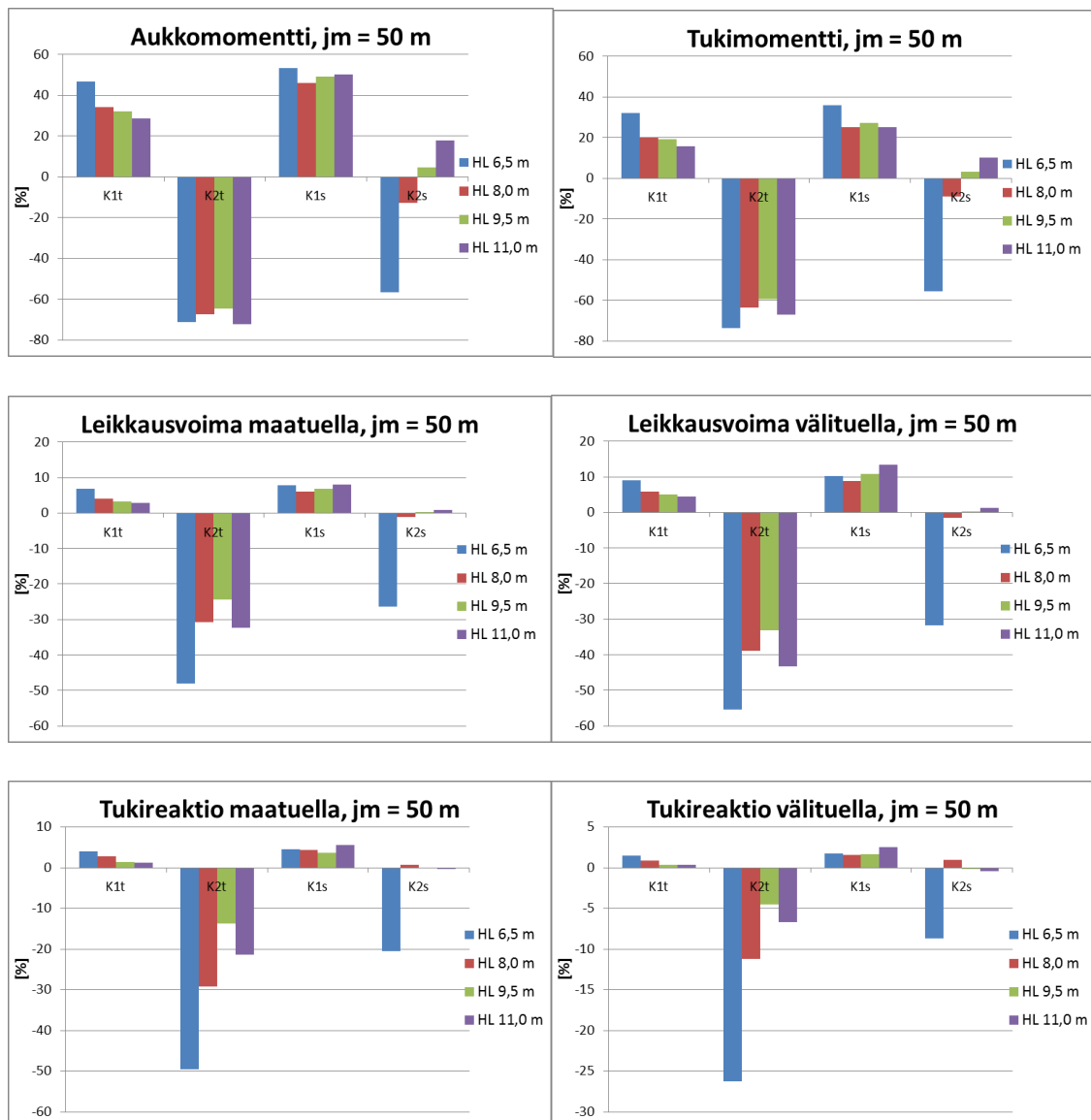
Kuva 67. Kuormanjakokerrointen muutokset rasitusuureittain kaksiaukkoisella palkkisillalla sillan pääpalkkien vääntöjäykkyyden pienentyessä lähelle nollaa. Kuormanjakokerrointen muutos on kuvattu tässä prosenttilukuina, jotka kuvaavat sitä, montako prosenttia kuormanjakokerroin muuttuu pienennettäessä palkkien vääntöjäykkyyttä. Lähtötilanteessa vääntöjäykkyys on 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykyydestä ja sitä pienennetään lähelle arvoa 0. Sillan jännemitta on tässä 10 metriä ja kuormanjakokerrointen muutos kuvattu hyötyleveysittäin.



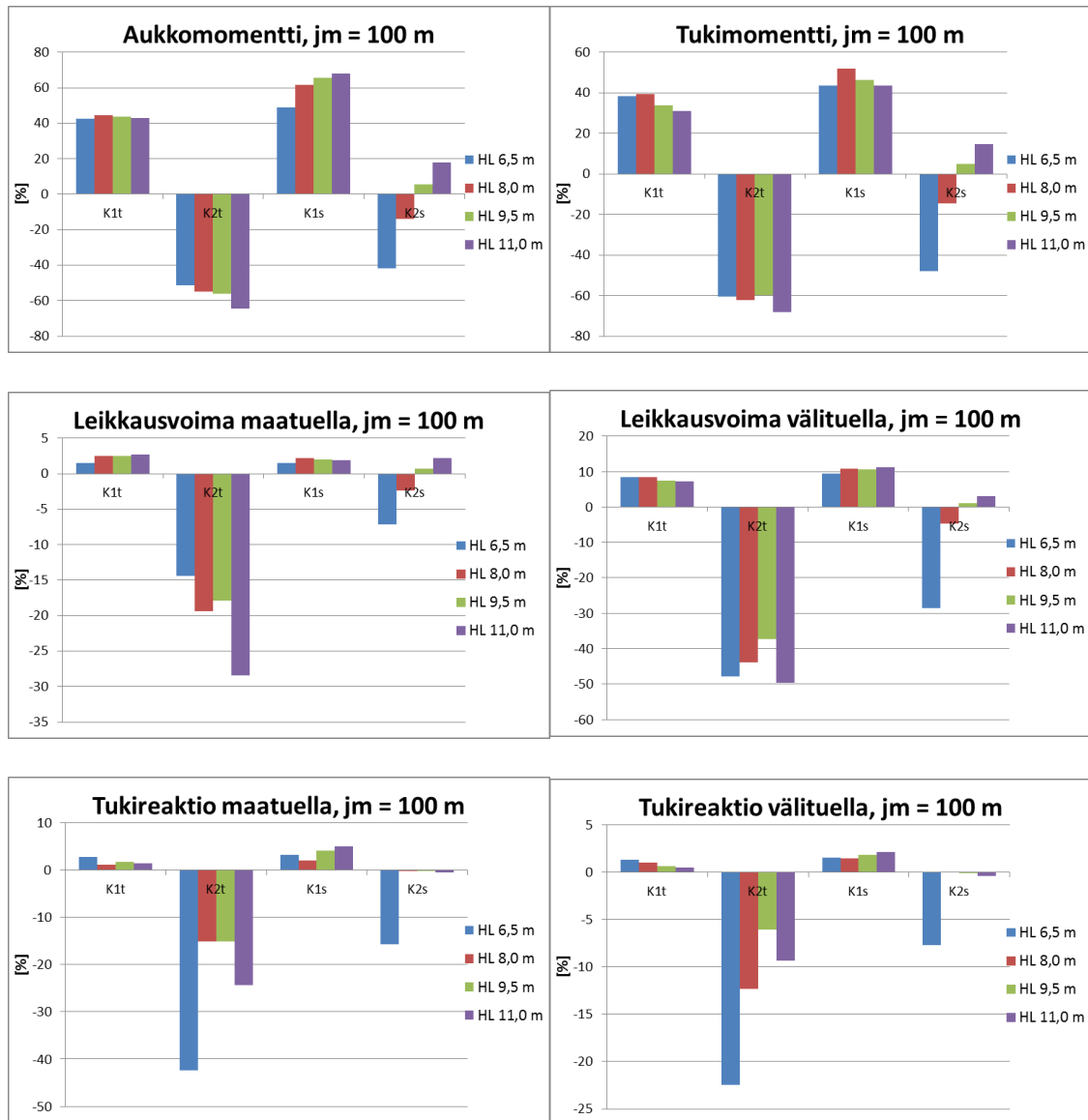
Kuva 68. Kuormanjakokerrointen muutokset rasitussuureittain kaksiaukkoisella palkkisillalla sillan pääpalkkien vääntöjäykkyyden pienentyessä lähelle nollaa. Kuormanjakokerrointen muutos on kuvattu tässä prosenttilukuina, jotka kuvaavat sitä, montako prosenttia kuormanjakokerroin muuttuu pienennettäessä palkkien vääntöjäykkyyttä. Lähtötilanteessa vääntöjäykkyys on 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä ja sitä pienennetään lähelle arvoa 0. Sillan jännemitta on tässä 20 metriä ja kuormanjakokerrointen muutos kuvattu hyötyleveysittäin.



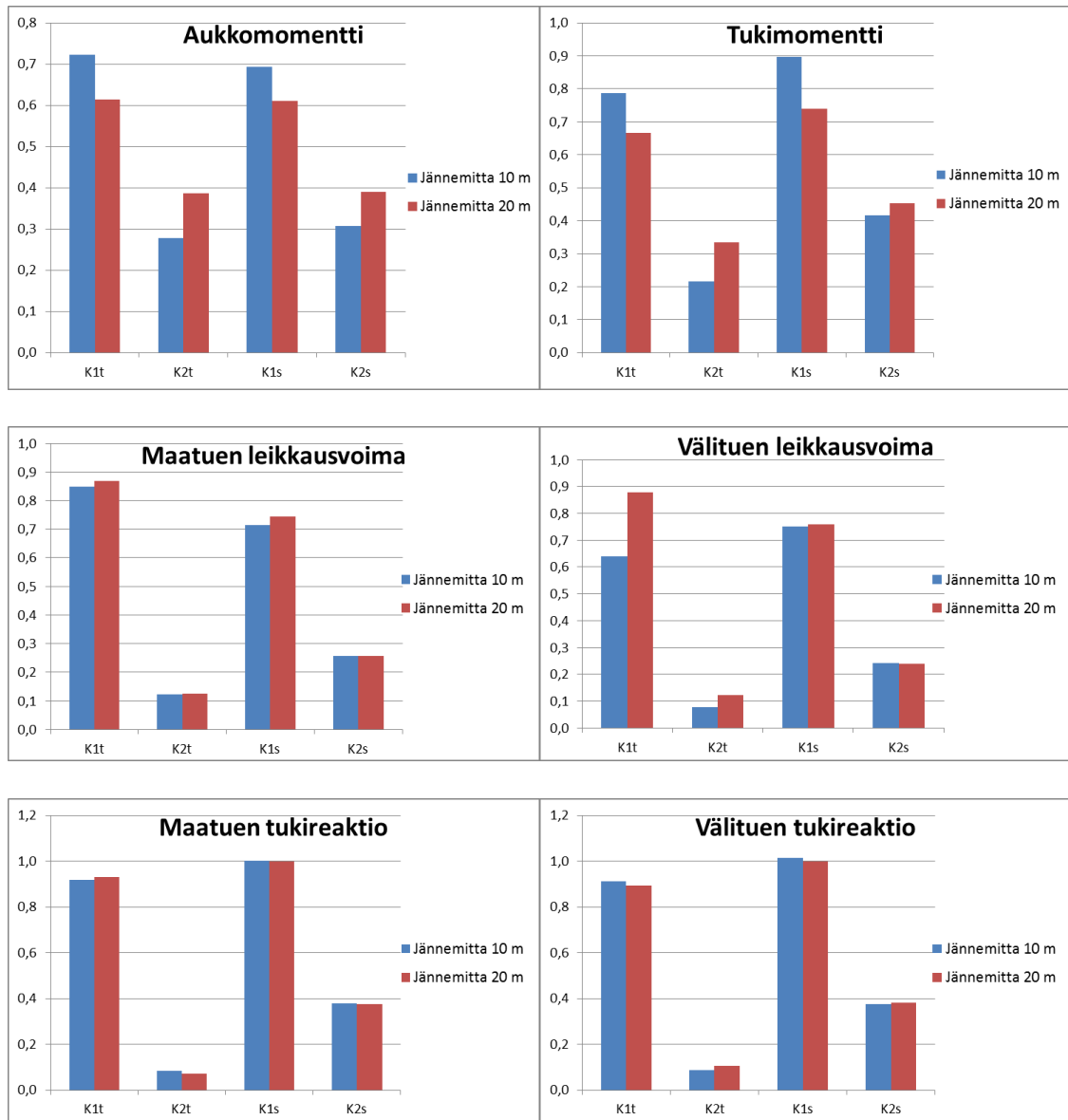
Kuva 69. Kuormanjakokerrointen muutokset rasitusluokittain kaksiaukkoisella palkkisillalla sillan pääpalkkien vääntöjäykkyyden pienentyessä lähelle nollaa. Kuormanjakokerrointen muutos on kuvattu tässä prosenttilukuina, jotka kuvaavat sitä, montako prosenttia kuormanjakokerroin muuttuu pienennettäessä palkkien vääntöjäykkyyttä. Lähtötilanteessa vääntöjäykkyys on 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä ja sitä pienennetään lähelle arvoa 0. Sillan jännemitta on tässä 30 metriä ja kuormanjakokerrointen muutos kuvattu hyötyleveysittäin.



Kuva 70. Kuormanjakokerrointen muutokset rasitusuureittain kaksiaukkoisella palkkisillalla sillan pääpalkkien vääntöjäykkyyden pienentyessä lähelle nollaa. Kuormanjakokerrointen muutos on kuvattu tässä prosenttilukuina, jotka kuvaavat sitä, montako prosenttia kuormanjakokerroin muuttuu pienennettäessä palkkien vääntöjäykkyyttä. Lähtötilanteessa vääntöjäykkyys on 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä ja sitä pienennetään lähelle arvoa 0. Sillan jännemitta on tässä 50 metriä ja kuormanjakokerrointen muutos kuvattu hyötyleveysittäin.



Kuva 71. Kuormanjakokerrointen muutokset rasitusuureittain kaksiaukkoisella palkkisillalla sillan pääpalkkien vääntöjäykkyyden pienentyessä lähelle nollaa. Kuormanjakokerrointen muutos on kuvattu tässä prosenttilukuina, jotka kuvaavat sitä, montako prosenttia kuormanjakokerroin muuttuu pienennettäessä palkkien vääntöjäykkyyttä. Lähtötilanteessa vääntöjäykkyys on 50 % halkeilemattoman poikkileikkauksen jäykkyydestä ja sitä pienennetään lähelle arvoa 0. Sillan jännemitta on tässä 100 metriä ja kuormanjakokerrointen muutos kuvattu hyötyleveyksittäin.



Kuva 72. Rasitusten jakautumista kuvaavien kuormanjakokerrointen vaihtelu laattasil-  
lalla jännemitan muuttuessa. Hyötyleveys 8,0 m.

## LIITE 3: VÄHÄJOEN SILLAN DETALJIEEN VÄSYMISTARKASTELU

Taulukko 49. Väsymistarkastelu Vähäjoen sillan aukon 1 keskilinjalla sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 1, keskilinja	
Sijainti	$x =$	$0,5 \cdot L_1$
Väsymislukka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31476
VäsytySKUORMIEN OSAVARMOUSLUKU	$\gamma_{F, fat} =$	1,00
VäsytySKUORMITETUN BETONITERÄKSEN OSAVARMOUSLUKU	$\gamma_{S, fat} =$	1,15
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s,ap} [mm^2] =$	3800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,ap} / A_c =$	6,56E-03
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti raskitus	$M_{aukko1, keskilinja} [MNm] =$	138,44
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	68,64
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	<b>0,49</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti raskitus	$M_{aukko1, keskilinja} [MNm] =$	113,12
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	56,09
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	0,40

Taulukko 50. Väsymistarkastelu Vähäjoen sillan aukon 1 reunalla sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 1, reuna	
Sijainti	$x =$	$0,5 \cdot L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31476
Väsytytkuormien osavarmuusluku	$\gamma_{F, fat} =$	1,00
Väsytytkuormitetun betoniteräksen osavarmuusluku	$\gamma_{S, fat} =$	1,15
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s, ap} [mm^2] =$	3800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s, ap} / A_c =$	6,56E-03
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti raskaus	$M_{aukko1, reuna} [MNm] =$	134,33
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	66,61
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	<b>0,47</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti raskaus	$M_{aukko1, reuna} [MNm] =$	109,79
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	54,44
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	0,39



Taulukko 51. Väsymistarkastelu Vähäjoen sillan aukon 2 keskilinjalla sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 2, keskilinja	
Sijainti	$x =$	$0,5 \cdot L_2$
Väsymislukka	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31476
VäsytySKUORMIEN OSAVARMUUSLUKU	$\gamma_{F, fat} =$	1,00
VäsytySKUORMITETUN BETONITERÄKSEN OSAVARMUUSLUKU	$\gamma_{S, fat} =$	1,15
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s,ap} [mm^2] =$	3800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,ap} / A_c =$	6,56E-03
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitus	$M_{aukko2, keskilinja} [MNm] =$	138,58
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	68,71
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	<b>0,49</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitus	$M_{aukko2, keskilinja} [MNm] =$	113,65
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	56,35
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	0,40

Taulukko 52. Väsytystarkastelu Vähäjoen sillan aukon 2 reunalla sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Aukko 2, reuna	
Sijainti	$x =$	$0,5 \cdot L_2$
Väsytysluku	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31476
Väsytyksuormien osavarmuusluku	$\gamma_{F, fat} =$	1,00
Väsytyksuormitetun betoniteräksen osavarmuusluku	$\gamma_{S, fat} =$	1,15
<b>Väsytystarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Alapinnan raudoituksen ala	$A_{s, ap} [mm^2] =$	3800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	579
Laatan korkeus	$h [mm] =$	615
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s, ap} / A_c =$	6,56E-03
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	145
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti raskaus	$M_{aukko2, reuna} [MNm] =$	131,92
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	65,41
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	<b>0,46</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti raskaus	$M_{aukko2, reuna} [MNm] =$	109,84
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	54,46
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	0,39

Taulukko 53. Väsytystarkastelu Vähäjoen sillan tukilinjan T2 pilarissa P2 sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

Kohde	Vähäjoen silta	
Detalji	Tukilinja T2, pilari P2	
Sijainti	$x =$	$1,0 \cdot L_1$
Väsytysluku	$\Delta\sigma_{Rsk} [N/mm^2] =$	162,5
Teräksen kimmokerroin	$E_s [MPa] =$	200000
Betonin kimmokerroin	$E_{cm} [MPa] =$	31476
Väsytyksuormien osavarmuusluku	$\gamma_{F, fat} =$	1,00
Väsytyksuormitetun betoniteräksen osavarmuusluku	$\gamma_{S, fat} =$	1,15
<b>Väsytystarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Yläpinnan raudoituksen ala	$A_{s,yp} [mm^2] =$	3800
Tehollinen korkeus	$d [mm] =$	627,5
Laatan korkeus	$h [mm] =$	660
Geometrinen raudoitussuhde	$A_{s,yp} / A_c =$	6,06E-03
Puristusvyöhykkeen korkeus	$x [mm] =$	152
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitus	$M_{välituki} [MNm] =$	147,46
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	67,26
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	<b>0,48</b>
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitus	$M_{välituki} [MNm] =$	117,19
Ekvivalentti jännitys	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	53,45
Väsymisaste	$\Delta\sigma_E \cdot \gamma_{F, fat} / (\Delta\sigma_{Rsk} / \gamma_{S, fat}) =$	0,38

## LIITE 4: MELTTUSEN SILLAN DETALJIEN VÄSYMISTARKASTELU

Taulukko 54. Väsymistarkastelu Melttusen sillan neljännespisteessä sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

Kohde	Melttusen silta	
Detalji	Teräspalkin alalaippa	
Sijainti	$x =$	0,25*L
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	37
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,925
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c * k_s [N/mm^2] =$	104
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betoniastian ala	$A_c [mm^2] =$	968500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	75510
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	1552
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	0,165
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{0,25L} [MNm] =$	4,81
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	45,12
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 * f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,59
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{0,25L} [MNm] =$	3,76
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	35,27
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 * f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,46</b>

*Taulukko 55. Väsymistarkastelu Melttusen sillan keskipisteessä sijaitsevassa tarkastelupisteessä.*

Kohde	Melttusen silta	
Detalji	Teräspalkin alalaippa	
Sijainti	$x =$	0,5*L
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	42
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,901
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c * k_s [N/mm^2] =$	101
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betoni-laatan ala	$A_c [mm^2] =$	968500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	79660
Liittopolkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{0i} [mm] =$	1530
Liittopolkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	0,168
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{0,5L} [MNm] =$	6,69
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	60,76
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 * f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,81
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{0,5L} [MNm] =$	5,17
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	46,96
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 * f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,63</b>

*Taulukko 56. Väsymistarkastelu Melttusen sillan kolmannespisteessä sijaitsevassa paarrejatkokuksessa.*

Kohde	Melttusen silta	
Detalji	Paarrejatkos	
Sijainti	$x =$	0,33*L
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	90
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	37
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,925
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c * k_s [N/mm^2] =$	83
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betoni laatan ala	$A_c [mm^2] =$	968500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	75510
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{0i} [mm] =$	1552
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	0,165
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{paarrejatkos} [MNm] =$	5,19
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	47,66
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 * f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,77
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{paarrejatkos} [MNm] =$	4,04
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	37,15
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 * f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,60</b>

Taulukko 57. Väsymistarkastelu Melttusen sillan kolmannespisteessä sijaitsevassa jäykisteen ja uuman hitsiliitoksessa.

Kohde	Melttusen silta	
Detalji	Uuman ja jäykisteen hitsiliitos	
Sijainti	$x =$	$0,33 \cdot L$
Väsymislukokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_w [mm] =$	16
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislukokkien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betoniastian ala	$A_c [mm^2] =$	968500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	75510
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{0i} [mm] =$	1552
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	0,165
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{jäykiste} [MNm] =$	5,19
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	46,59
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,79
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{jäykiste} [MNm] =$	4,04
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	36,31
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,61</b>

<b>Leikkausjännitykset</b>		
Teräspalkin uuman korkeus	$h_w$ [mm] =	1750
Teräspalkin uuman paksuus	$t_w$ [mm] =	16
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{ekv}$ [MN] =	0,38
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	13,43
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\tau_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma F_f \cdot \Delta\tau_E / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf})$	0,23
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{ekv}$ [MN] =	0,29
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\tau_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	10,50
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\tau_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma F_f \cdot \Delta\tau_E / (\Delta\tau_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,18</b>
<b>Yhdistetty taivutus ja leikkaus</b>		
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	0,49
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	<b>0,23</b>



## LIITE 5: LIISANNIEMEN SILLAN DETALJIEN VÄSYMISTARKASTELU

Taulukko 58. Väsymistarkastelu Liisanniemensillan aukon 1 alalaipassa sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Teräspalkin alalaippa, aukko 1	
Sijainti	$x =$	$0,4 \cdot L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	40
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,910
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \cdot k_s [N/mm^2] =$	102
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betonilaatan ala	$A_c [mm^2] =$	1286500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	90080
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{0i} [mm] =$	2326
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	4,42E+11
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko1, keski} [MNm] =$	10,57
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	55,58
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,74
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko1, keski} [MNm] =$	7,81
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	41,10
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,54</b>

Taulukko 59. Väsymistarkastelu Liisanniemensillan aukon 2 alalaipassa sijaitsevassa tarkastelupisteessä.

Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Teräspalkin alalaippa, aukko 2	
Sijainti	$x =$	$0,5 \cdot L_2$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	112
Tarkasteltavan rakenneseosan paksuus	$t_t [mm] =$	40
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,910
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \cdot k_s [N/mm^2] =$	102
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betonilaatan ala	$A_c [mm^2] =$	1286500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	84820
Liittopolkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	2345
Liittopolkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	4,31E+11
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko2, keski} [MNm] =$	10,50
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	57,18
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,76
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko2, keski} [MNm] =$	8,16
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	44,41
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,59</b>

Taulukko 60. Väsymistarkastelu Liisanniemensillan aukossa 1 tarkastellussa paarrejatkokuksessa.

Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Paarrejatkos, aukko 1	
Sijainti	$x =$	$0,5 \cdot L_1$
Väsymislukokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	90
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	30
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,964
Redusoitu väsymislukokka	$\Delta\sigma_c \cdot k_s [N/mm^2] =$	87
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betoniastian ala	$A_c [mm^2] =$	1286500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	77460
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{0i} [mm] =$	2407
Liittopoikkileikkauksen jähyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	4,16E+11
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko1, paarrej.} [MNm] =$	10,93
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	63,20
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,98
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko1, paarrej.} [MNm] =$	8,10
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	46,84
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,73</b>

Taulukko 61. Väsymistarkastelu Liisanniemensillan aukossa 2 tarkastellussa paarrejatkokuksessa.

Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Paarrejatkos, aukko 2	
Sijainti	$x =$	$0,55 \cdot L_2$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	40
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,910
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \cdot k_s [N/mm^2] =$	102
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betoniastian ala	$A_c [mm^2] =$	1286500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	84820
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{0i} [mm] =$	2345
Liittopoikkileikkauksen jähyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	4,31E+11
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko2, paarrej.} [MNm] =$	11,02
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	60,03
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,99
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko2, paarrej.} [MNm] =$	8,29
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	45,15
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,74</b>

Taulukko 62. Väsymistarkastelu Liisanniemensillan pääpalkin ylälaipassa välituella.

Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Ylälaippa, välituki	
Sijainti	$x =$	$L_1$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	112
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_t [mm] =$	80
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,792
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c * k_s [N/mm^2] =$	89
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislajuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betonilaatan ala	$A_c [mm^2] =$	1286500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	153720
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	725
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	2,55E+11
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{VT, ylälaippa} [MNm] =$	6,95
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	19,75
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5*f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,30
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{VT, ylälaippa} [MNm] =$	4,92
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	13,97
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5*f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,21</b>

Taulukko 63. Väsytarkastelu Liisanniemensillan aukossa 1 tarkastellussa jäykisteen ja alapaarteen liitoksessa.

Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Jäykisteen ja alapaarteen liitos, aukko 1	
Sijainti	$x =$	$0,4 \cdot L_1$
Väsytluokka	$\Delta\sigma_c [N/mm^2] =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_w [mm] =$	14
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,964
Redusoitu väsytluokka	$\Delta\sigma_c \cdot k_s [N/mm^2] =$	77
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsytlujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsytarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betoniastian ala	$A_c [mm^2] =$	1286500
Teräspalkin ala	$A_{ai} [mm^2] =$	77460
Liittopölkkeikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} [mm] =$	2407
Liittopölkkeikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} [mm^4] =$	$4,16E+11$
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko1, jäykiste} [MNm] =$	9,91
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	51,97
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,91
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{aukko1, jäykiste} [MNm] =$	7,51
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E [N/mm^2] =$	39,40
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,69</b>

<b>Leikkausjännitykset</b>		
Teräspalkin uuman korkeus	$h_w$ [mm] =	2640
Teräspalkin uuman paksuus	$t_w$ [mm] =	14
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{aukko1, jäykiste}$ [MN] =	0,40
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta T_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	9,51
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta T_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	0,16
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{aukko1, jäykiste}$ [MN] =	0,31
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta T_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	7,37
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta T_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,12</b>
<b>Yhdistetty taivutus ja leikkaus</b>		
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	0,75
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	<b>0,33</b>

Taulukko 64. Väsymistarkastelu Liisanniemensillan aukossa 2 tarkastellussa jäykisteen ja alapaarteen liitoksessa.

Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Jäykisteen ja alapaarteen liitos, aukko 2	
Sijainti	$x =$	$0,5 \cdot L_2$
Väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_w \text{ [mm]} =$	14
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,910
Redusoitu väsymisluokka	$\Delta\sigma_c \cdot k_s \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	73
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislujuuksien osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betonilaatan ala	$A_c \text{ [mm}^2\text{]} =$	1286500
Teräspalkin ala	$A_{ai} \text{ [mm}^2\text{]} =$	84820
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{oi} \text{ [mm]} =$	2345
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} \text{ [mm}^4\text{]} =$	4,31E+11
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{\text{aukko2, jäykiste}} \text{ [MNm]} =$	10,30
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	56,10
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	1,04
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{\text{aukko2, jäykiste}} \text{ [MNm]} =$	7,72
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	42,05
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5 \cdot f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,78</b>



<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{\text{aukko2, jäykiste}} [\text{MN}] =$	0,47
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta T_E [\text{N/mm}^2] =$	12,76
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta T_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	0,22
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{\text{aukko2, jäykiste}} [\text{MN}] =$	0,36
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta T_E [\text{N/mm}^2] =$	9,78
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta T_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,16</b>
<b>Yhdistetty taivutus ja leikkaus</b>		
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	1,13
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	<b>0,47</b>

*Taulukko 65. Väsymistarkastelu Liisanniemensillan välituella tarkastellussa jäykisteen ja alapaarten liitoksessa.*

Kohde	Liisanniemen silta	
Detalji	Jäykisteen ja alapaarten liitos, välituki	
Sijainti	$x =$	$L_1$
Väsymislukka	$\Delta\sigma_C \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	80
Tarkasteltavan rakenneosan paksuus	$t_w \text{ [mm]} =$	18
Koon vaikutuksen huomioiva kerroin	$k_s =$	0,792
Redusoitu väsymislukka	$\Delta\sigma_C * k_s \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	63
Ekvivalenttien jännitysvaihteluvälien osavarmuusluku	$\gamma_{Mf} =$	1,35
Väsymislukojen osavarmuusluku	$\gamma_{Ff} =$	1,00
<b>Väsymistarkastelu</b>		
<b>Normaalijännitykset</b>		
Betonilaatan ala	$A_c \text{ [mm}^2\text{]} =$	1286500
Teräspalkin ala	$A_{ai} \text{ [mm}^2\text{]} =$	153720
Liittopoikkileikkauksen neutraaliakselin sijainti rakenteen alalaidasta mitattuna	$e_{0i} \text{ [mm]} =$	2149
Liittopoikkileikkauksen jäyhyysmomentti	$I_{yi} \text{ [mm}^4\text{]} =$	6,08E+11
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{VT, \text{jäykiste}} \text{ [MNm]} =$	6,95
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	24,58
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5*f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	0,52
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$M_{VT, \text{jäykiste}} \text{ [MNm]} =$	4,92
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta\sigma_E \text{ [N/mm}^2\text{]} =$	17,38
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta\sigma_E \leq 1,5*f_y$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} * \Delta\sigma_E / (\Delta\sigma_{c,red} / \gamma_{Mf}) =$	<b>0,37</b>

<b>Leikkausjännitykset</b>		
Teräspalkin uuman korkeus	$h_w$ [mm] =	2540
Teräspalkin uuman paksuus	$t_w$ [mm] =	18
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{VT, jäykiste}$ [MN] =	0,76
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta T_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	16,65
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta T_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	0,28
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Ekvivalentti rasitusvaihtelu	$Q_{VT, jäykiste}$ [MN] =	0,56
Ekvivalentti jännitysvaihtelu	$\Delta T_E$ [N/mm <sup>2</sup> ] =	12,29
Ekvivalentin jännitysvaihtelun ehto	$\Delta T_E \leq 1,5 \cdot f_y / \sqrt{3}$	OK
Väsymisaste	$\gamma_{Ff} \cdot \Delta T_E / (\Delta T_c / \gamma_{Mf})$	<b>0,21</b>
<b>Yhdistetty taivutus ja leikkaus</b>		
<b>Liikenneluokka 1</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	0,15
<b>Liikenneluokka 2</b>		
Väsymisaste	Mitoitusehto 5.16	<b>0,05</b>

## LIITE 6: HERKKYYSTARKASTELU

*Taulukko 66. Simuloinnista aiheutuvia momenttivaihteluja vastaavien syklien määrä Melttusen sillan keskipisteessä. Syklien lukumäärä on ilmoitettu kokonaisina sykleinä 100 vuoden aikana. Lisäksi laskettu momenttivaihteluista aiheutuvat taivutusjännitysvaihtelut.*

Liikenneluokka 1			Liikenneluokka 2		
Momentti- vaihtelu [MNm]	Jännitysvaihtelu [N/mm <sup>2</sup> ]	Syklien määrä [kpl/100 vuotta]	Momentti- vaihtelu [MNm]	Jännitysvaihtelu [N/mm <sup>2</sup> ]	Syklien määrä [kpl/100 vuotta]
0,00	0,00	178740333	0,00	0,00	57636462
0,13	1,16	16756167	0,13	1,16	5404000
0,26	2,32	11552500	0,26	2,32	3807231
0,38	3,48	11080500	0,38	3,48	3187923
0,51	4,64	5961833	0,51	4,64	1695231
0,64	5,80	2711000	0,64	5,80	898615
0,77	6,96	2190000	0,77	6,96	737154
0,89	8,12	2228333	0,89	8,12	700769
1,02	9,28	2267667	1,02	9,28	661538
1,15	10,44	2282667	1,15	10,44	636538
1,28	11,60	2171833	1,28	11,60	617846
1,40	12,76	1999500	1,40	12,76	584615
1,53	13,92	1841500	1,53	13,92	554231
1,66	15,08	1676333	1,66	15,08	515077
1,79	16,24	1532167	1,79	16,24	479231
1,92	17,40	1404333	1,92	17,40	442769
2,04	18,56	1286833	2,04	18,56	410846
2,17	19,71	1161333	2,17	19,71	395923
2,30	20,87	1111500	2,30	20,87	373385
2,43	22,03	1113333	2,43	22,03	372154
2,55	23,19	1131167	2,55	23,19	370846
2,68	24,35	1166500	2,68	24,35	362923
2,81	25,51	1209000	2,81	25,51	377077
2,94	26,67	1298333	2,94	26,67	375077
3,06	27,83	1378167	3,06	27,83	372615
3,19	28,99	1424167	3,19	28,99	385000
3,32	30,15	1479500	3,32	30,15	380077
3,45	31,31	1504167	3,45	31,31	372462
3,58	32,47	1469000	3,58	32,47	350231
3,70	33,63	1437167	3,70	33,63	323154
3,83	34,79	1371167	3,83	34,79	303308
3,96	35,95	1282167	3,96	35,95	267615
4,09	37,11	1166833	4,09	37,11	237000
4,21	38,27	1021500	4,21	38,27	208846
4,34	39,43	921167	4,34	39,43	186769

4,47	40,59	777500	4,47	40,59	165308
4,60	41,75	661167	4,60	41,75	135154
4,72	42,91	557500	4,72	42,91	110846
4,85	44,07	459500	4,85	44,07	88692
4,98	45,23	366833	4,98	45,23	70538
5,11	46,39	301333	5,11	46,39	56538
5,24	47,55	205500	5,24	47,55	42000
5,36	48,71	163667	5,36	48,71	30000
5,49	49,87	124667	5,49	49,87	23538
5,62	51,03	96000	5,62	51,03	15923
5,75	52,19	72000	5,75	52,19	11615
5,87	53,35	45000	5,87	53,35	7308
6,00	54,51	29167	6,00	54,51	5000
6,13	55,67	17833	6,13	55,67	4154
6,26	56,83	11667	6,26	56,83	2154
6,38	57,99	6500	6,38	57,99	1231
6,51	59,14	4500	6,51	59,14	1308
6,64	60,30	5167	6,64	60,30	385
6,77	61,46	2000	6,77	61,46	308
6,89	62,62	1500	6,89	62,62	0
7,02	63,78	667	7,02	63,78	0
7,15	64,94	333	7,15	64,94	77